ملحق

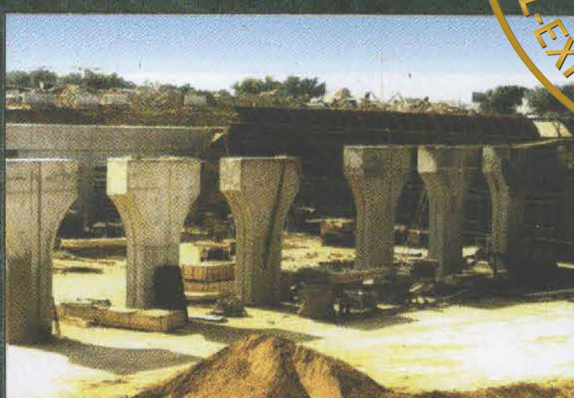
متطلبات الكود المصرى لتصميم المنشآت الخرسانية

و

جداول و منحنيات التصميم المساعدة

دكتور/أيمن شاهين









ISBN : 977- 281- 179- 0

المكتبة الأكاديمية

Appendix of
Code Requirements for
Reinforced Concrete
Design & Design Aids

ملحق
متطلبات الكود المصري
لتصميم المنشآت الخرسانية
وجداول ومنحنيات التصميم المساعدة

Appendix of
Code Requirements for
Reinforced Concrete
Design & Design Aids

المهندس الاستشاري

دكتور/ أيمن شاهين

The Publisher

ACADEMIC BOOKSHOP

Egyptian Joint-Stock Co.

2002

Egyptian Joint-Stock Co.
121, El-Tahrir St. Dokki,
Cairo - Egypt
Tel.: (202) 7485282 - 3368288
Fax: (202) 7491890

بسم الله الرحمن الرحيم

تعريـــف وفهـــرس

هذا الملحق يحتوي علي ملخصٍ لبعض اشتراطات الكود المصري في تصميم عناصر المنشآت الخرسانية بالإضافة إلي بعض الجداول والمنحنيات التي يحتاجها المصمم في تصميم القطاعات الخرسانية المختلفة :

- وقد احتوي الملخص علي ما ورد بالكود عن الموضوعات الآتية :

Tables (الجـــداول)

- كما احتوي الملحق علي الجداول الآتية :

Charts (المخططـات)

- كما احتوى الملحق على المخططات البيانية Charts الآتية :

Diagrams (المنحنيات)

- كما تحتوي علي منحنيات التفاعل التصميمية Interaction Diagrams الآتية :

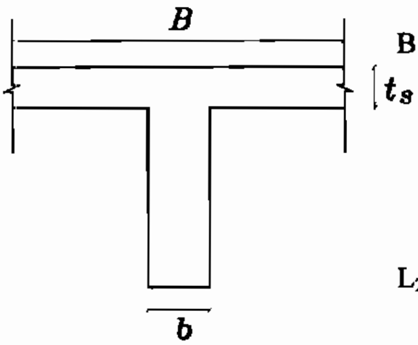
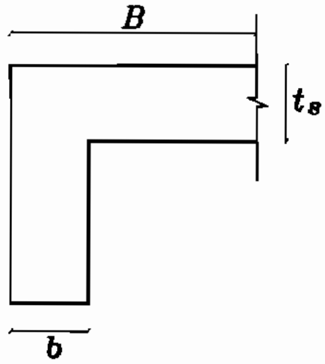
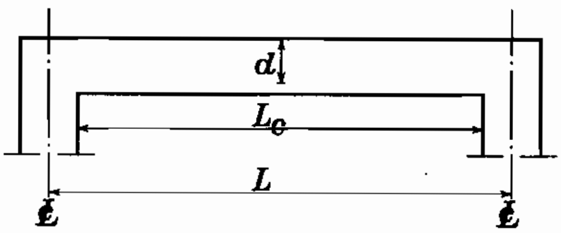
١	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.9 , f_y = 2400 \ kg/cm^2$	79
٢	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.9 , f_y = 2800 \ kg/cm^2$	80
٣	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.9 , f_y = 3600 \ kg/cm^2$	81
٤	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.9 , f_y = 4000 \ kg/cm^2$	82
٥	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.8 , f_y = 2400 \ kg/cm^2$	83
٦	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.8 , f_y = 2800 \ kg/cm^2$	84
٧	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.8 , f_y = 3600 \ kg/cm^2$	85
٨	القطاعات المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح موزع توزيعاً منتظماً .. .. $\zeta = 0.8 , f_y = 4000 \ kg/cm^2$	86
٩	تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لقوي غير متمركزة وذات تسليح علوي وسفلي فقط .. . $\zeta = 0.9 , f_y = 2400 \ kg/cm^2 , \alpha = 0.6$	87

ولقد روعي أن يكون هذا الملحق أداة تسهل علي المصمم القيام بمهامه بأسلوب ميسر .

وعلي الله قصد السبيل ...

دكتور مهندس / أيمن شاهين

Beams

Subject	Code
1 – Breadth of T – sec. (B) :  B = smallest of $\begin{cases} 16\,t_s + b \\ L_2 / 5 + b \\ C_L \text{ to } C_L \text{ of adjacent Slabs.} \end{cases}$ **Where :** $L_2 = \begin{cases} L\text{: for simple spans.} \\ 0.70\,L\text{: for continuous spans.} \end{cases}$	(6 – 3 – 1 – 9)
2 - Breadth of L – sec. (B) :  B = smallest of $\begin{cases} 6\,t_s + b \\ L_2 / 10 + b \\ C_L \text{ of adjacent Slab.} \end{cases}$	(6 – 3 – 1 – 9)
3 – Span of the Beams : (L):  **(3 – a) Simple Beam :** L_{eff} = smallest of $\begin{cases} L \\ 1.05\,L_c \\ Lc + d \end{cases}$	(6 – 3 – 1 – 2) (6 – 3 – 1 – 2 – 1)

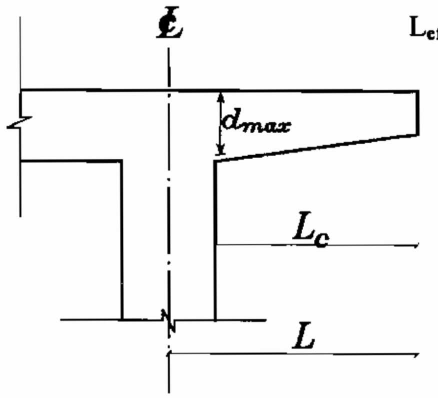
<table>
<tr><th>Subject</th><th>Code</th></tr>
<tr><td>

<u>(3 – b) Continuous Beam :</u>

$$L_{eff} = \text{smaller of} \begin{cases} L \\ 1.05\ L_c \end{cases}$$

</td><td>(6 – 3 – 1 – 2 – 2)</td></tr>
<tr><td>

<u>(3 – C) Cantilever Beam :</u>



$$L_{eff} = \text{smaller of} \begin{cases} L \\ L_c + d_{max} \end{cases}$$

</td><td></td></tr>
<tr><td>

<u>(4) Minimum Area of Steel for Beam Sections</u>

<u>Subjected to Pure Moment : (</u> As_{min}) :

$$\mu_{min} = \text{Least of} \begin{cases} 11 / f_y \\ 1.3\ A_{s\,req} / (bd) \end{cases}$$

but not less than

$\frac{0.25}{100}$ *for steel* (24/35)

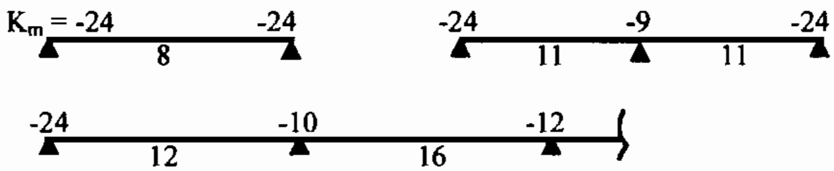
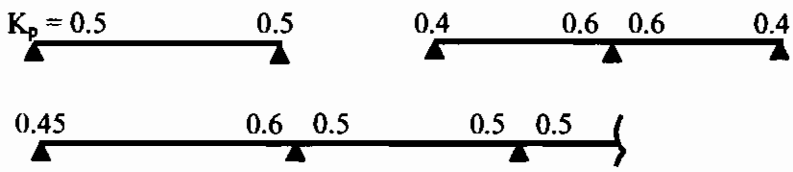
$\frac{0.15}{100}$ *for high grade steel*

and :

$$As_{min} = \mu_{min} . b.d.$$

for all types of sections (Rect., L, T sec).

</td><td>(4 – 2 – 1 – 2)</td></tr>
</table>

Subject	Code
<u>(5) Bending Moments in Beams :</u> In case of equal spans (or difference $\leq$ 20 %) and equal loads . $$M = \frac{wL^2}{K_m}$$ 	(6 – 3 – 1 – 6)
<u>(6) Maximum Shear Force in Beams :</u> In case of equal spans (or difference $\leq$ 20 %) and equal loads. $$Q = K_p \cdot w \cdot L.$$  **<u>Note :</u>** For Ultimate Limite State Design Method substitute by W_u instead of W for both moments and shear.	(6 – 3 – 1 – 6)

Steel Details

Subject	Code

Development Lengh (L_d) : (4 – 2 – 5 – 1)

$$L_d = \phi . \propto . \beta . \eta \left(\frac{f_y}{\gamma_s}\right) / 4 f_{bu} \ cm$$ (4 – 56)

where :

ϕ = diameter of bar cm.

f_y = yield steel stress kg/cm^2 .

γ_s = capacity reduction factor for steel = 1.15 .

$f_{bu} = 0.87 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}$

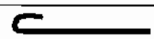
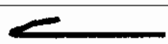
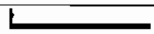
f_{cu} = characteristic concrete strength kg/cm^2 .

γ_c = capacity reduction factor for concrete = 1.50

η = 1.40 for top reinforcement with concrete below it of thickness > 30 cm.

η = 1.00 for all other cases.

$\propto$ = Table (4 – 7) Table (4 – 7)

Case	End Shape	$\propto$ - values	
		Tension	Compression
1		0.75	1.00
2		1.00	1.00
3		0.75	1.00
4		0.75	1.00

Subject	**Code**

β = Table (4 – 8)

Table (4 – 8)

Case	**Type**	**β - values**	
		Tension	**Compression**
1	Smooth	1.00	0.70
2	Deformed	0.75	0.50

L_d = (for η = 1.0)

Table (4 – 9)

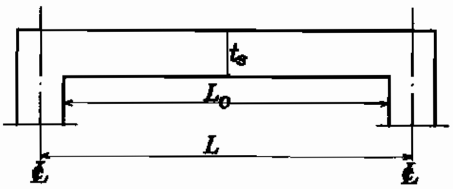
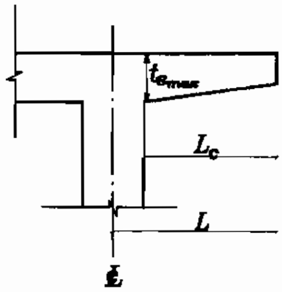
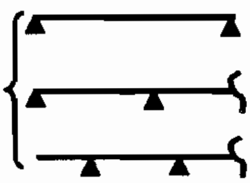
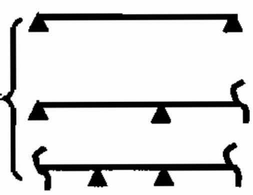
Steel Type	**Tension**		**Compression**
	——	⊂——	
Smooth 24 / 35	--	40 ø	35 ø
Deformed 28 / 45	50 ∯	40 ∯	35 ∯
36 / 52	65 ∯	50 ∯	35 ∯
40 / 60	70 ∯	55 ∯	35 ∯

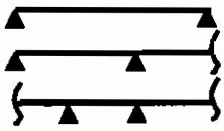
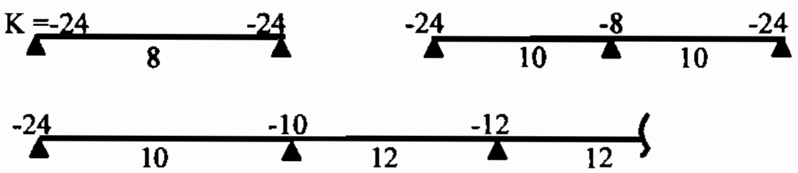
Note :

(4 – 2 – 5 – 1)

$L_d \geq \begin{cases} 40 \text{ cm} & \text{smooth} \\ 30 \text{ cm} & \text{deformed bars} \end{cases}$

Slabs

Subject	Code
Effective Spans for Slabs : (L_{eff}):   **(a) Simple and Continuous Slabs** **(b) Cantilever Slab :** (a) L_{eff} = Smaller of $\begin{cases} L \\ L_c + t_s \end{cases}$ (b) L_{eff} = Smaller of $\begin{cases} L \\ L_c + t_{s\,max} \end{cases}$	(6 – 2 – 1 – 1)
(7) Minimum Thickness of Slab : ($t_{s\,min}$) : **(7 – a) One way Slab :** calculation of deflection may be neglected if using table (4 – 10) $t_{s\,min} = d_{min} + cover$. **for High grade steel :** d_{min} =  a / 20 ; a / 24 ; a / 28 **for Mild steel :** d_{min} =  a / 25 ; a / 30 ; a / 35 Note : t_{smin} = 8.00 cm for static loads . = 12.00 cm for dynamic loads.	(6 – 2 – 1 – 2) Table (4 – 10)

Subject	Code
(7 - b) Two Ways Slab : $t_{s\,min}$ = $\begin{cases} a/35 \\ a/45 \end{cases}$  where for both one and two way slabs a = short span of Slab.	(6 – 2 – 2 – 3)
(8) Moments in Slabs : **(8 - a) One Way Slabs :** In case of equal spans (or difference ≤ 20 %) and equal loads . $$M = \frac{wL^2}{K}$$ 	(6 – 2 – 1 – 3)
(8 – b) : Two Ways Slabs : for Slabs continuous from one side $M_a \cong \pm \propto .w.a^2/10.$ $M_b \cong \pm \beta .w.b^2/10.$ for Slabs continuous from Two sides $M_a \cong \pm \propto .w.a^2/12.$ $M_b \cong \pm \beta .w.b^2/12.$	(6 – 2 – 2 – 4)

Subject	Code
(9) Minimum Area of steal in Slabs : (As_{min}) **(9 – a) mild steel (∮) :** $A_{s\,min}$ = bigger of $\begin{cases} \frac{0.25}{100} A_{c\ required} \\ \frac{0.15}{100} A_{c\ chosen} \end{cases}$	(6 – 2 – 1 – 4)
(9 - b) High Grade steel (∯) : $A_{s\,min}$ = bigger of $\begin{cases} \frac{0.25}{100} (f_{y∮} / f_{y∯}) A_{c\ required} \\ \frac{0.15}{100} A_{c\ chosen} \end{cases}$ **where :** $f_{y∮}$ = mild steel yield stress . $f_{y∯}$ = High grade steel yield stress.	

Subject	Code
(10) Bracing Factor ($\propto$) : The building is assumed to be braced if : $\propto = H \sqrt{\frac{N}{\Sigma EI}} \begin{cases} \le 0.6 \; for \; n \ge 4 \\ \le 0.2 + 0.10 \, n \; for \; n < 4 \end{cases}$ Other wise, it is assumed to be unbraced. **Where :** n = no. of floors. N = total vertical loads. H = total height of building from top of the foundation. EI = flexural rigidity of all vertical members.	(6 – 5 – 4)
(11) Effective Height of Column (H_e) : $H_e = K \cdot H_o$. **(11 - a) Braced Columns:** H_e = smaller of $\begin{cases} [\,0.7 + 0.05 \,(\propto_1 + \propto_2)\,]\, H_o \\ [\,0.85 + 0.05 \,(\propto_{min})\,]\, H_o \end{cases}$ **But :** $H_e \le H_o$ Or using approximately – table (6 – 9) to get k – values.	(6 – 4 – 5 – 1) Eq (6 – 31 a) Eq (6 – 31 b) Table (6 – 9)

Top End Condition	**Bottom End Condition**		
	1	**2**	**3**
1	0.75	0.80	0.90
2	0.80	0.85	0.95
3	0.85	0.95	1.00

Subject	Code
(11 - b) Unbraced Columns:	
H_e = smaller of $\begin{cases} [\,1.0 + 0.15\,(\propto_1 + \propto_2)\,]\,H_o \\ [\,2 + 0.30\,(\propto_{min})\,]\,H_o \end{cases}$	Eq (6 – 32) Eq (6 – 33)
But : $H_e > H_o$ Or using approximately – table (6 – 10) to get k – values.	
(table below)	Table (6 – 10)

Top End Condition	Bottom End Condition		
	1	2	3
1	1.20	1.30	1.60
2	1.30	1.50	1.80
3	1.60	1.80	--
4	2.20	--	--

Where :

$\propto = \Sigma\,(\,E_c I_c / H_o) / \Sigma(E_c I_b / L_b)$ — Eq (6 – 34)

$\propto_1$ & $\propto_2$ = *values of* $\propto$ *at bottom and top ends respectively.*

$\propto_{min}$ = *smaller of* $\propto_1$ & $\propto_2$

End Conditions:

The end conditions are defined as:

Case (1) : the end of column is monolithically cast with beams or slabs having a depth not less than the lateral dimension of the column in direction considered. Also for the end of the column connected to the foundations if the foundations are designed to carry moments.

Case (2) : The end of column is monolithically cast with beams or slabs having a depth less than the lateral dimension of the column in direction considered .

Case (3) : The end of the column is connected to a member, unable to prevent rotation.

Case (4) : The end of the column (or wall) is not prevented from rotation or horizontal movement.

$$L_o = 50\,b^2 / a \quad \leq 30\,b$$ — Eq (6 – 35)

Subject	Code
(12) Maximum Slenderness Ratio for Short Column :	(6 – 4 – 4)

$\lambda_b = H_e / b$ $\lambda_b = H_e / D$ $\lambda_i = H_e / i$

Type	λ_b rect.sec	λ_b circ.sec.	λ_i *
Braced	15	12	50
Unbraced	10	8	35

Code: Table (6 – 7)

* i = 0.3 b for rectangular section.

= 0.25 D for circular section.

Subject	Code
(13) Maximum Slenderness Ratio for Long Column :	(6 – 4 – 5)

Type	λ_b	λ_b	λ_i
Braced	30	25	100
Unbraced	23	18	70

Code: Table (6 – 8)

Subject	Code
(14) Equations for Design of Short Column :	

Section may be subjected to moment with normal force But :

$$\frac{M}{P} \leq e_{min} \left[or : \frac{M_u}{P_u} \leq e_{min} \right]$$

where :

e_{min} = bigger of { 0.05 t. ; 20 mm. }

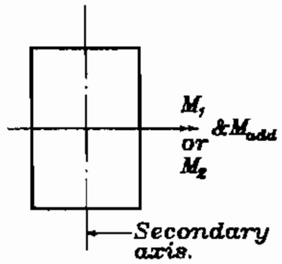
Code: (4 – 2 – 1 – 3), (5 – 3 – 3 – 2)

Subject	Code
<u>(14 – a) Limit State Design:</u>	(4 – 2 – 1 – 3)
Tied Column:	
$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_c + 0.67\ f_y\ A_{sc}$	Eq (4 – 12 a)
Spiral Column : The Least of :	
$P_u = 0.40\ f_{cu}\ A_c + 0.76\ A_{sc}\ f_y$.	Eq (4 – 12 b)
$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_k + 0.67\ f_y\ A_{sc} + 1.38\ f_{yp}\ V_{sp}$.	Eq (4 – 12 c)
<u>(14 – b) Working Stress design:</u>	(5 – 3 - 3)
Tied Column:	
$P = A_c\ f_{co} + 0.44\ f_y\ A_{sc}$.	Eq (5 – 4 a)
Spiral Column : The Least of:	
$P = 1.14\ A_c\ f_{co} + 0.15\ f_y\ A_{sc}$.	Eq (5 – 4 b)
$P = A_k\ f_{co} + 0.44\ f_y\ A_{sc} + 0.92\ f_{yp}\ V_{sp}$.	Eq (5 – 4 c)
Where :	
$V_{sp} = \pi\ D_k . A_{sp} / P$	Eq (4 – 12 d)
$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} \geq 0.34 \left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}} \right) \left(\frac{A_c}{A_k} - 1 \right)$	Eq (4 – 12 e,f)
<u>(15) Long Braced Column :</u>	(6 – 4 – 5 – 2)
(15 – a) Additional moment due to buckling : (M_{add})	
$M_{add} = P.\delta$	Eq (6 – 36)
Where :	
$\delta =_b^2 b/2000$	Eq (6 – 37)

Subject	Code

<u>(15 - b) Design Moments :</u> (M_{design}) :

<u>(1) If the moment is about the secondary axis :</u>



$$M_{design} = \text{biggest of} \begin{cases} M_2 \\ M_i + M_{add} \\ M_1 + M_{add} / 2 \\ P.e_{min} \end{cases}$$

Eq (6 – 38)

Where :

$M_i = 0.40\, M_1 + 0.60\, M_2 \geq 0.4\, M_2$

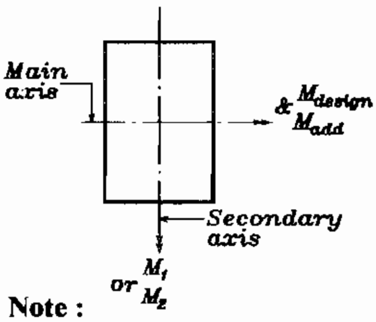
Eq (6 – 39)

and

M_1 will be taken with –ve sign in Eq.(6 – 39) in case of columns having double bending.

<u>(2) If the moment is about the main axis:</u>

The column will be designed as a section subjected to biaxial moments



$$M_{design} = \text{bigger} \begin{cases} M_{add} \; (M_i = 0.0) \\ P \,.\, e_{min} \end{cases}$$

Note :

In case of calculating the building as beams and columns , (under one condition that columns are not subjected to moments due to sidesway) , moments may be calculated as follows:

1 – M_1 & M_2 are considered equal to zero in case of interior columns carrying a group of beams approximately symmetrical arranged and loaded. In flat slab buildings, moments in interior columns are calculated according to article (6-2-6-4) and the design moment is taken according to article (6-4-5-2 ii) .

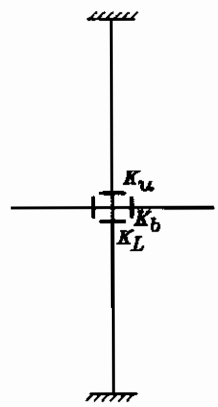
2 – moments in exterior columns is calculated from table (6 – 11).

Subject	Code

From table (6 –11)

Table (6 – 11)

Position of moment	Moments in case of one span – frame	Moments in case of multi – span - frame
Bottom of upper column	$\dfrac{K_u M_f}{K_L + K_u + 0.5\ K_b}$	$\dfrac{K_u M_f}{K_L + K_u + K_b}$
Top of lower column	$\dfrac{K_L . M_f}{K_L + K_u + 0.5\ K_b}$	$\dfrac{K_L . M_f}{K_L + K_u + K_b}$



Where :

M_f = connecting moment at ends of beams considered totally fixed with column as a frame.

Note:

We can use equations in table (6 – 11) for moments at top of lower column to get M at upper end at last floor roof taking $K_u = 0.0$.

(16) Long Unbraced Columns :

(6 – 4 – 5 – 3)

(16 – a) Additional Moment due to buckling (M_{add}).

$$M_{add} = P\ .\delta_{av}$$

where :

$$\delta_{av} = \Sigma\delta / n$$

and :

n = no. of columns in the floor.

(Neglecting all values of $\delta > 2\ \delta_{av}$ in calculating δ_{av})

Note :

M_{add} must be taken into consideration when design the beams and slabs monolithically cast with the column.

<table>
<tr><th>Subject</th><th>Code</th></tr>
<tr><td>

<u>(16 –b) Design moments</u> (M_{design}) :

(1) for columns subjected to axial moment:

$$M_{design} = \text{bigger} \begin{cases} P.\, e_{min} \\ M_2 + M_{add} \end{cases}$$

(2) for columns subjected to biaxial moments:

$M_{design\,x} = M_2$

$$M_{design\,y} = \text{bigger of} \begin{cases} M_{add} \\ P.e_{min} \end{cases}$$

</td><td>Eq (6 – 41)</td></tr>
<tr><td>

<u>(17) Minimum Area of steel in columns</u> ($A_{s\,min}$) :

(17 – a) Tied column:

<u>Short Column :</u>

$$A_{s\,min} = \text{bigger of} \begin{cases} \frac{0.80}{100} A_{c\,required} \\ \frac{0.60}{100} A_{c\,chosend} \end{cases}$$

<u>Long column :</u>

$$A_{s\,min} = \begin{cases} \frac{0.25 + 0.015\,\lambda_i}{100} A_{c\ required} \\ \text{or} \\ \frac{0.25 + 0.052\,\lambda_b}{100} A_{c\ required} \end{cases}$$

(for rectangular sec)

</td><td>(6 – 4 – 7)</td></tr>
</table>

Subject	Code
(17 – b) Spiral Column : $As_{min} = \text{bigger of} \begin{cases} \frac{1.0}{100} A_c \\ \frac{1.20}{100} A_k \end{cases}$	
(18) Maximum Area of Steel in Columns ($A_{s\,max}$) $A_{s\,max}$ = 4 % A_c Interior column = 5 % A_c Exterior column = 6 % A_c Corner column	(6 – 4 – 7)
(19) Allowable Stresses for Eccentric Comp. Sections. $f_{c\,all} = \text{smaller of} \begin{cases} f_c \\ (0.23 + 0.32 \frac{e}{t})\, f_{cu} . \end{cases}$	From table (5 – I) Eq (5 – 1)

Shear Stresses

Subject	Code
(20) Equations for Shear in Ultimate Limit State:	
(20 – a) Nominal Ultimate Shear Strength :	(4 – 2 –2 – 1 – 2)
$q_u = Q_u / (b . d)$ (constant depth)	Eq (4 – 13)
and for variable depth : ($\tan \beta \leq 0.33$)	
$q_u = Q_{ur} / (b . d)$	
where:	
$Q_{ur} = Q_u \pm (M_u \tan \beta) / d$ — (− : d increases & M decreases) (+ : d increases with M)	Eq (4 – 14)
$q_{u\,max} = 2.20 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}\ kg / cm^2 \leq 30\ kg/cm^2$	Eq (4 – 15)
Max = shear stress for reinforced concrete.	
$q_{u\,max} = \delta_{st} * 2.20 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}\ kg / cm^2$	
(for combined shear and torsion)	
where :	
$\delta_{st} = 1 / \sqrt{1 + (q_{tu} / q_u)^2}$	Eq (4 – 16)
see equations for torsion.	
(20 – b) Shear Strength Resisted by Concrete :	(4 – 2 – 2 – 1 – 3)
$q_{cu} = 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}\ kg / cm^2$	Eq (4 – 18)
Max. Concrete shear strength (without reinforcement).	
$q_{cu} = \delta_c * 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}\ kg / cm^2$	
where :	
δ_c For section subjected to comp. (P_u)	
$\delta_c = 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_c}$	
$q_{cu} = 0.0$	Eq (4 – 19)
Or :	
$q_{cu} = \delta_t * 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}\ Kg / cm^2$	

Subject	Code
Where : δ_t for section subjected to tens. (p_u) $\delta_t = 1 - 0.002\ (P_u / A_c)$ $q_{cu} = \delta_{st}(0.75)\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$ kg/cm^2 *Or* : $q_{cu} = 0.0$ In case of combined shear and torsion : $q_{cu} = 1.30 * 0.75\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$ kg/cm^2 in case of beams with $t \leq 30$ cm and in case of slabs and footings. **Note :** In the last case , sections must be designed to get $q_u \leq 0.5 q_{cu}$	Eq (4 – 20) Eq (4 – 30)
<u>(20 – C) Shear Resisted by web Reinforcements in Beams:</u> if $q_u > q_{cu}$ ($\leq q_{u\ max}$) shear (web) reinforcement should be used to resist $q_{su} = q_u - q_{cu} / 2$.	(4 – 2 – 2 – 1 – 4) Eq (4 – 21)
<u>(20 – d) web reinforcement in beams :</u> In case of using vertical stirrups only : $\mu = A_{st} / b.S = q_{su} / (f_y / \gamma_s)$ In case of using inclined stirrups or bent bars with an angle ∝ with the axis of the beams : ($\propto \not< 30^\circ$) $A_{sb} = q_{sub} \cdot b \cdot S / (f_y / \gamma_s)\ (Sin \propto + Cos \propto)$ Where : $q_{sub} = q_{su} - q_{sus}$ ↓ Carried by inclined bars. ↓ Carried by vl. Stirrups. And if $\propto = 45^o$ $A_{sb} = q_{sub} b S / (\sqrt{2}\ f_y / \gamma_s)$	(4 – 2 – 2 – 1 – 5) Eq (4 – 22) Eq (4 – 23) Eq (4 – 24) Eq (4 – 25)

Subject	Code
In case of using one row of bent bars $\frac{A_{sb}}{bd} = q_{sub} /(f_y / \gamma_s)$ (sin ∝) On condition than $q_{sub} \le 0.75 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c}$ kg / cm^2	Eq (4 – 26) Eq (4 – 27)
(21) Equations for Shear in Working Stress Method : **(21 – a) Nominal shear stress :** q = Q / (b . d) (Constant depth) and for variable depth (tan $\beta \le 0.33$) q = Q_r / (b . d) where : Q_r = Q ± $(M \tan \beta)/d$ — depth increase & . M . decreases / depth increases with the moment . $q \le q_2$ from table (5 – 1)	(5 – 4 – 1 - 2) Eq (5 – 6) Eq (5 – 7) (5 – 4 – 1 – 3)
(21 – b) Shear Stress Resisted by Concrete: q_c from table (5 – 1) . q_c = 0.0 in case of section subjected to tension force. For section subjected to shear and torsion , q_c is calculated using equation (5-18) article (5 – 5 – 5 - a) (see torsion Equations)	(5-4-1-4)
(21 – c) Shear Resisted by Web. Reinforcement : If q > q_c ∴ $q_s = q - q_c / 2$.	(5 – 4 – 1 – 5) (5 – 4 – 1 – 6) Eq (5 – 8)

Subject	Code
<u>(21 – d) Web Reinforcement:</u>	(5-4-1-7)
In case of using vl. Stirrups	
$q_{st} = A_{st} \, . \, f_s / b \, . \, S.$	Eq (5 – 9)
In case of using inclined stirrups or bent bars with an angle α ($\alpha < 30^{o}$)	
$q_{sb} = A_{sb} \, f_s \, (\sin \alpha + \cos \alpha) / (b \, . \, s)$	Eq (5 – 10)
where:	
$q_s = q_{st} + q_{sb}$	Eq (5 – 11)
and if $\alpha = 45^{o}$	
$q_{sb} = \sqrt{2} \; A_{sb} \; f_s /(bS)$	Eq (5 – 12)
<u>(22) Minimum Stirrups in Beams :</u>	(4 – 2 – 2 – 1 – 6)
$\mu_{min} = \dfrac{3.5}{f_y / \gamma_s} \quad (\nless 5 \phi 6 / m)$	Eq (4 – 28)
but not less than { 0.15 % st(24 / 36) ; 0.10 % defoned H.G.S }	
where :	
$A_{st\ min} = \mu_{min} \, bS$ → S: Spacing between stirrups.	
$S \leq$ { d /2 ; 30cm }	

Torsion Stresses

Subject	Code
(23) Ultimate Strength Limit State : Torsion :	(4 – 2 – 3)
(23 - a) Ult. Shear Strength due to Torsion :	(4 – 2 – 3 – 2)
for rectangular section	
$q_{tu} = 3\ M_{tu} / (b^2\ t)$	Eq (4 – 47)
for L , t and box – sections	
$q_{tu} = 3\ M_{tu} / (\Sigma\ b_i^2 t_i)$	Eq (4 – 48)
with condition that t_i effective > $3b_i$	
Neglect torsion if	(4-2-3-3)
$q_{tu} < 0.2 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\ \ kg/cm^2$	Eq (4 – 17)
(23-b) Maximum Shear Strength for Sections Subjected to Shear and Torsion:	(4-2-3-4)
$q_{u\ max} = \delta_{si}\ 2.2 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\ \ kg/cm^2 (shear)$	Eq (4 – 49 b)
$q_{tu\ max} = \delta_{t_i}\ 2.2 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\ \ kg/cm^2 (torsion)$	Eq (4 – 49 a)
where :	
$\delta_{t_i} = 1/\sqrt{1+(q_u/q_{tu})^2}\ \ \&\ \delta_{si} = 1/\sqrt{1+(q_{tu}/q_u)^2}$	Eq (4 – 50)
$q_{cu} = \delta_{si} * 0.75 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$	Eq (4 – 51 b)
$q_{tcu} = \delta_{ti} * 0.75 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$	Eq (4 – 51 a)
$q_{t\ cu}$ = 0.0 if the section is subjected to axial tension or if :	(4-2-3-4 b)
$q_{tu} \geq 2\ q_{tcu}$	(4-2-3-4 C)

Subject	Code

Table (4 – 4)

q_u / q_{tu}	0.25	0.5	1.0	1.25	1.50	1.75	2.0	4.0	∞
δ_{t_t}	0.97	0.89	0.70	0.625	0.55	0.5	0.45	0.24	0.0
δ_{st}	0.24	0.45	0.70	0.78	0.83	0.87	0.89	0.97	1.0

<u>(23 – C) Reinforcement for Torsion :</u> (4 – 2 – 3 – 4 – 5)

if $q_{tcu} < q_{tu} \leq q_{tu\,(max)}$

Closed stirrups.

$$A_{str} = S(q_{tu} - q_{tcu}/2)b^2 t / [3 \propto_t .X_1.Y_1 \; f_{yst}/\gamma_s]$$

Eq (4 – 52 a)

Where :

$\propto_t = 0.66 + 0.33(Y_1 / X_1) \leq 1.50$ Eq (4 – 52 b)

Noting That :

$$2A_{str} + A_{st} \geq \left(\frac{3.50}{f_{ystr}/\gamma_S} \right) b.S$$

Eq (4 – 52 C)

$$A_{sL} = [2A_{str}.(X_1 + Y_1)/S] \left[\frac{f_{y\,str}}{f_y} \right]$$

Eq (4 – 53)

Where :

A_{sL} = Long Rft.

A_{str} = Area of one branch.

$f_{y\,str}$ = yield stirrup stress ≤ 4000 kg/cm^2 .

X_1 = b – 2 cover.

Y_1 = t – 2.cover.

S = Spacing between Stirrups.

$$\leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ (X_1 + Y_1)/4 \end{cases}$$

Subject	Code
(24) Shear Stress due to Torsion:	(5-5-2)
for Rectangular section $q_t = 3 M_t / (b^2 . t)$	Eq (5 – 15)
for (L , T and Box) sections: $q_t = 3M_t / (\Sigma\, b_i^2\, t_i)$	Eq (5 – 16)
with condition that: t_i effective $\leq 3\, b_i$	
Neglect torsion if $q_t < 0.26\, q_c$.	(5-5-3)
(24 – a) Allowable Shear Stresses :	(5-5-4)
q_c , q_2 from table (5 – 1)	
$q_{t2} = \delta_{ti} . q_2$ $\& \ q_t \leq q_{t2}$	Eq (5 – 17 a)
$q_{s2} = \delta_{si} . q_2$ $\& \ q \leq q_{s2}$	Eq (5 – 17 b)
where : δ_{ti} & δ_{si} see item (23 – b)	
$q_{tc} = \delta_{ti} . q_c$	Eq (5 – 18 a)
$q_{sc} = \delta_{si} . q_c$	Eq (5 – 18 b)
$q_c = 0.0$ if section subjected to tension force or if	Eq (5-5-5 b)
$q_t > 2\, q_{tc}$	Eq (5-5-5 c)
(24 – b) Reinforcement for Torsion :	
If $q_{tc} < q_t \leq q_{t2}$	(5-5-6)
$A_{str} = S\, (q_t - q_{tc}/2) b^2 t / [3 \propto_t . x_1 . y_1 . f_S]$	Eq (5 - 19)
where : $\propto_t = 0.66 + 0.33 (Y_1 / X_1) \leq 1.50$	
$A_{sL} = [2 A_{str} . (X_1 + Y_1) / S] \frac{f_{ystr}}{f_y}$	Eq (5 - 20)
where : For ($A_{str.}$, $f_{y\,str.}$, X_1 , Y_1 , S) , see item (23 – C) .	

Subject	Code
(25) Puncting Shear :	
(25 – a) L. S. Design Values :	(4-2-2-3)
$q_{up} = Q_{up} / b_o\, d$	Eq (4 - 31)
Where b_o =	
Perimeter of the critical section.	
Punching shear resulting from moments transferred from flat slabs to columns, should be taken into consideration according to article (6-2-6-7)	(4-2-2-3 c)
Nominal concrete punching strength $q_{cup} = \left[0.5 + \frac{a}{b}\right]\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\quad kg/cm^2.$	Eq (4 - 32)
$q_{cup} \le \sqrt{f_{cu}/\gamma_c}\qquad kg/cm^2$	Eq (4 – 33)
for slabs & footing , the punching shear must be resisted by concrete only without any shear reinforcement ,	
$q_{cup} \ge q_{up}$	Eq (4 – 34)
(25 – b) Working Stress Design Values :	(5 – 4 – 3)
$q_p = Q_p / b_o\, d$	Eq (5 – 13)
Punching shear resulting from moments transferred from flat slabs to columns , should be taken into consideration according to article (6-2-6-7)	(5-4-3-3)
For slabs and footings, the punching shear must be resisted by concrete only without any shear reinforcement ,	
$q_p = \left[0.5 + \frac{a}{b}\right] q_{cp} \le q_{cp}$	
where q_{cp} =	
Allowable punching shear from table (5 – 1) .	Eq (5 – 14)

Bearing Stresses

Subject	Code
(26) Bearing : **(26 – a) Bearing Strength :** Max. concrete bearing strength = $\frac{0.67\ f_{cu}\ A_1}{\gamma_c}$ if $A_2 > A_1$ $\therefore$ max concrete bearing strength = $\frac{0.67\ f_{cu}\ A_1}{\gamma_c}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ where : $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.0$ and A_1 = loaded area. A_2 = the biggest area that coincide and symm. With A_1.	(4 – 2 – 4)
(26 – b) Bearing Stress : Allowable bearing strength = 0.3 f_{cu} A_1 If $A_2 > A_1$ Allowable beating strength = 0.3 f_{cu} A_1 $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ Where : $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.0$ A_1 and A_2 as given above.	(5 – 6)

Flat Slabs

Subject	Code
(27) Dimensioning of Flat Slab : $L = \frac{L_1 + L_2}{2}, L_{max} = L_1$ $t \geq \begin{cases} 15\ cm \\ L/32 \text{ Exterior bay without drop.} \\ L/36 \text{ interior bay without drop.} \end{cases}$ $t \geq \begin{cases} 15\ cm \\ L/36 \text{ Exterior bay with drop.} \\ L/40 \text{ interior bay with drop.} \end{cases}$ $b \geq \begin{cases} H/15 & (h = \text{floor height}) \\ L/20 & (L \text{ in direction considered}) \\ 30\ cm \end{cases}$ $D \leq 0.25\ L.$ $\frac{L_1}{3} \leq S \leq \frac{L_2}{2}$ $t_d \geq 0.25\ t.$ **where** : t = thickness of Slabs . b = width of columns. D = column head width. t_d = drop panel thickness. S = drop panel width.	(6 – 2 – 6 – 2)
(28) Bending Moments in Flat Slab: **(28 – a) Frame Analysis:** The bending moments may be determined by analyzing the structure as a continuous frames.	(6-2-6-4)
(28 – b) Empirical Method : Long direction $M_o = \frac{WL_2}{8}\left[L_1 - \frac{2D}{3}\right]^2$ Short direction $M_o = \frac{WL_1}{8}\left[L_2 - \frac{2D}{3}\right]^2$	(6-2-6-5) Eq (6 – 18)

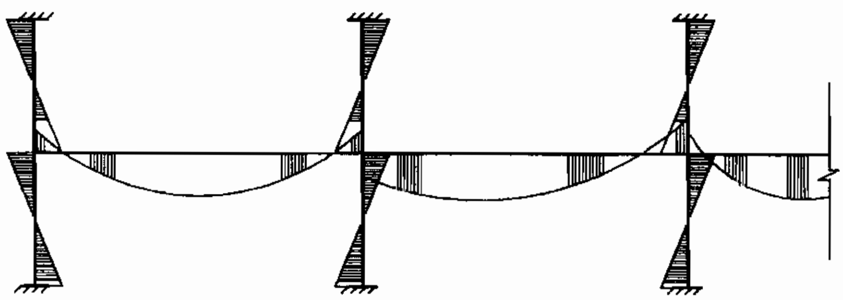
Subject	Code

(29) Distribution Factors for Moments in Flat Slab :

(29 – a) Frame Analysis :

Table (6 – 4)

Type of moment		Column strip	Field Strip
-ve Moment	Internal span	75 %	25 %
	External span	80 %	20 %
+ ve moment		55 %	45 %



(29 – b) Empirical Method : % M_o

Table (6 – 5)

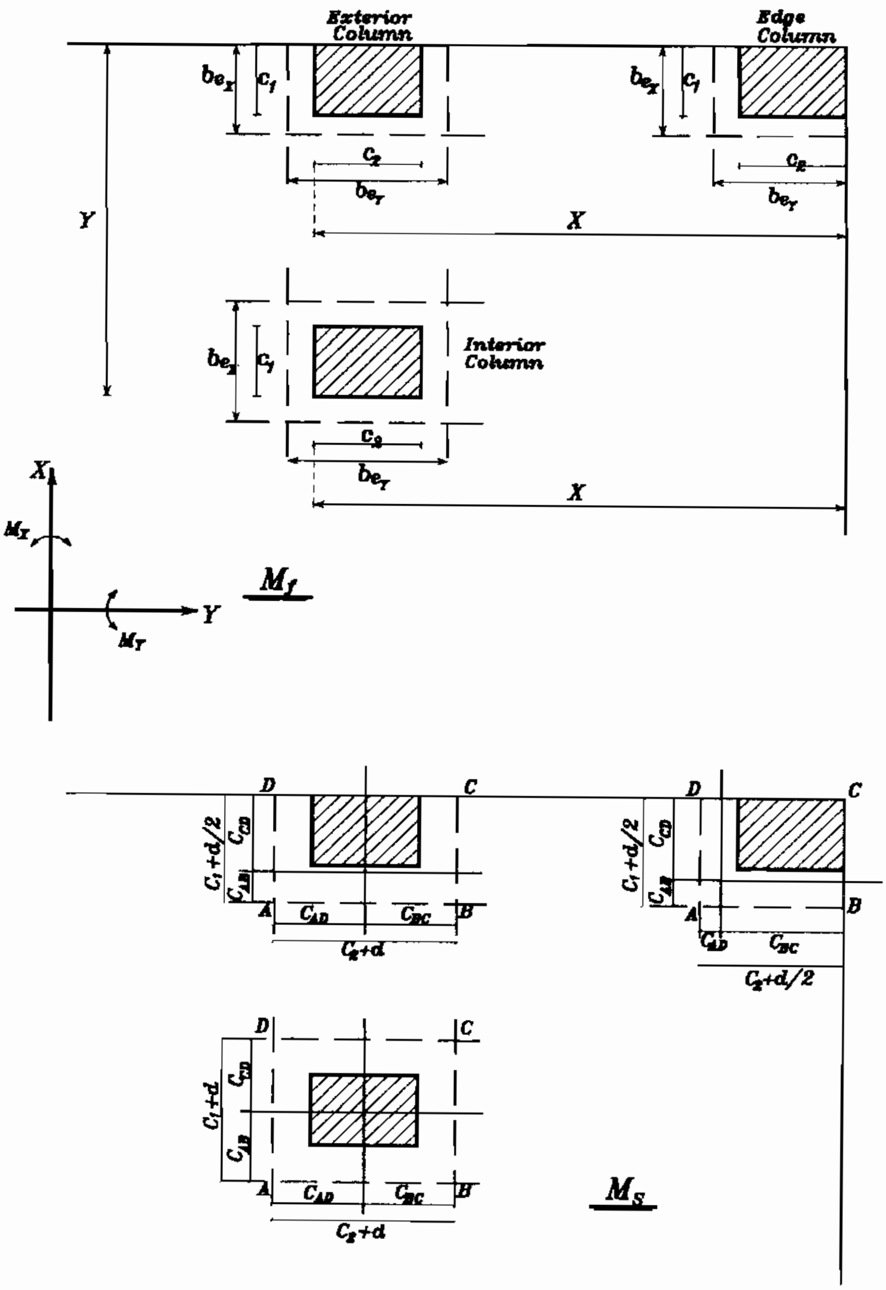
Strip	Edge support condition	Ext . panel		Int . panel	
		M_{-ve}	M_{+ve}	M_{-ve}	M_{+ve}
Column	A*	40	30	45	25
	B**	30			
Field	A	10	20	15	15
	B	20			

* A : case without beams .

** B : case with { Edge beams } Having thickness. ≥ 3 times the slab thickness.

Subject	Code
<u>(30) Moments on Columns in Flat Slab :</u> **<u>(30 – a) Exterior Column :</u>** $M = 0.90\ M_{vc}$ (Column strip) (Exterior panel)	(6 – 2 – 6 – 5 H)
<u>(30 – b) Interior Column :</u> $M = 0.5\ M_{vc}$ (Column strip) (Interior panel)	
<u>(31) – ve B . M. in Mid Spans of Flat Slabs :</u> In case of heavy live loads, Col. Str. $M_{vc} = (g - \frac{2}{3}P)\frac{L_2}{40}(L_1 - \frac{2D}{3})^2$ Field Str. $M_{vc} = (g - \frac{2}{3}P)\frac{L_2}{100}(L_1 - \frac{2D}{3})^2$	(6-2-6-5 D) Eq (6 – 19 a) Eq (6 – 19 b)

Subject	Code
(32) Moment Transfer from Flat Slab to Columns:	(6 – 2 – 6 – 7)



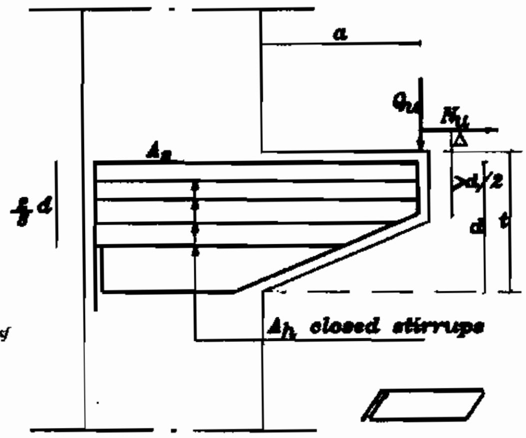
Subject	Code
(32 – a) Interior Column :	
$M_x = 0.5\ M_{ve}$ (column strip – interior panel) in Y – dir .	
$M_y = 0.5\ M_{ve}$ (column strip – interior panel) in X – dir .	
$\gamma_{fy} = \dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_1+d}{C_2+d}}}$ | $\gamma_{fx} = \dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_2+d}{C_1+d}}}$	Eq (6 – 20)
b_{ey} = smallest $\begin{cases} C_2 + 3\,t \\ C_2 + Y \\ L_2/2 \end{cases}$ | b_{ex} = smallest $\begin{cases} C_1 + 3\,t \\ C_1 + X \\ L_2/2 \end{cases}$	Figure (6 – 8)
$M_{fy} = \gamma_{fy} . M_y$ | $M_{fx} = \gamma_{fx} . M_x$	
$\gamma_{qy} = 1 - \gamma_{fy}$ | $\gamma_{qx} = 1 - \gamma_{fx}$	Eq (6 – 21)
$M_{Sy} = \gamma_{qy} . M_y$ | $M_{Sx} = \gamma_{qx} . M_x$	
$C_{AB} = \dfrac{C_1+d}{2}$ | $C_{AD} = \dfrac{C_2+d}{2}$	Eq (6 – 22 b)
$q_y = \pm \dfrac{M_{sy} . C_{AB}}{J_{cy}}$ | $q_x = \pm \dfrac{M_{sx} . C_{AD}}{J_{cx}}$	Eq (6 – 22 a)
Where : $J_{cy} = \dfrac{(C_1+d)d^3}{6} + \dfrac{(C_1+d)^3 d}{6} + \dfrac{d(C_2+d)(C_1+d)^2}{2}$	Eq (6 – 23)
and : $j_{cx} = \dfrac{(C_2+d)d^3}{6} + \dfrac{(C_2+d)^3 d}{6} + \dfrac{d(C_1+d)(C_2+d)^2}{2}$	

Subject	Code
(32 – b) Exterior Column :	
$M_x = \frac{0.5}{2} M_{ve}$ (column strip – interior panel) in Y – dir .	
$M_y = 0.90\ M_{ve}$ (column strip – Exterior panel) in X – dir .	
$\gamma_{fy} = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_1+d/2}{C_2+d}}}$ $\gamma_{fx} = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_2+d}{C_1+d/2}}}$	
b_{ey} = Least of $\begin{cases} C_2 + 3t \\ C_2 + C_1 \end{cases}$ b_{ex} = Least of $\begin{cases} C_1 + 1.5t \\ C_1 + \frac{X}{2} \end{cases}$	Fig (6 – 8)
$C_{AB} = \frac{(C_1+d/2)^2}{2(C_1+d/2)+(C_2+d)}$ $C_{AD} = \frac{C_2+d}{2}$	
$q_y = \pm\frac{M_{sy}.C_{AB}}{J_{cy}}$ $q_x = \pm\frac{M_{sx}.C_{AD}}{J_{cy}}$	Eq (6 – 22)
Where :	
$J_{cy} = (C_2+d)\ d\ C_{AB}^2 + \frac{2}{3}d\ (C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + \frac{(C_1+d/2)d^3}{6}$	Eq (6 – 24)
and :	
$j_{cx} = \frac{(C_2+d)d^3}{12} + \frac{(C_2+d)^3 d}{12} + \frac{(C_1+d/2)(C_2+d)^2 d}{2}$	
$M_f = \gamma_f.M$	
$\gamma_q = 1-\gamma_f$	
$M_S = \gamma_q.M.$	

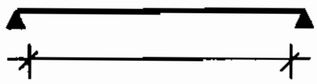
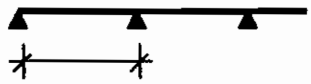
Subject	Code
(32 – C) Edge Column :	
$M_x = \dfrac{0.90}{2}$ M_{ve} (column strip – Exterior panel) in Y – dir .	
$M_y = \dfrac{0.90}{2}$ M_{ve} (column strip – Exterior panel) in X – dir .	
$\gamma_{fy} = \dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_1+d/2}{C_2+d/2}}}$; $\gamma_{fx} = \dfrac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C_2+d/2}{C_1+d/2}}}$	
$b_{ey} = \text{Least}\begin{cases} C_2 + 1.5\,t \\ C_2 + C_1/2 \end{cases}$; $b_{ex} = \text{Least}\begin{cases} C_1 + 1.5\,t \\ C_1 + C_2/2 \end{cases}$	Fig (6 – 8)
$C_{AB} = \dfrac{(C_1+d/2)^2}{2[(C_1+d/2)+(C_2+d/2)]}$; $C_{AD} = \dfrac{(C_2+d/2)^2}{2[(C_1+d/2)+(C_2+d/2)]}$	
$q_y = \pm\dfrac{M_{sy}.C_{AB}}{J_{cy}}$; $q_x = \pm\dfrac{M_{sx}.C_{AD}}{J_{cy}}$	Eq (6 – 22)
Where :	
$J_{cy} = \dfrac{(C_1+d/2)d^3}{12} + \dfrac{d}{3}\,(C_{AB}^3 + C_{CD}^3) + d.C_{AB}^2\,(C_2+d/2)$	
and :	
$j_{cx} = \dfrac{(C_2+d/2)d^3}{12} + \dfrac{d}{3}\,(C_{AD}^3 + C_{BC}^3) + d.C_{AD}^2\,(C_1+d/2)$	
$M_f = \gamma_f.M$	
$\gamma_q = 1 - \gamma_f$	
$M_S = \gamma_q.M_S.$	

Subject	Code
<u>Note :</u> Code (6 – 2 – 6 – 7) Check on moment transfer can be neglected in the following cases : **<u>(1) interior Column :</u>** In case of live Loads ≤ 400 kg/m^2. When the adjacent spans are equal or differ by not more then 20 % . **<u>(2) Exterior Column :</u>** If there is a marginal beam having a total depth ≥ 3 times the Slab thickness . If there is a cantilever part of slab, extending outside the face of the column by a distance $\geq \frac{L}{4}$ and loaded by the same loads of the slab.	

Short Cantilever

Subject	Code
<u>(33) Short Cantilevers : (a ≤ d) :</u>	(4 – 2 – 2 – 5)
 	Figure (4 – 9)
A_s = bigger of $\begin{cases} A_n + A_f \\ A_n + \frac{2}{3} A_{sf} \end{cases}$	Eq (4 – 37 a)
but not less than $\left(\frac{0.03\, f_{cu}}{f_y} \right) b.d$	Eq (4 – 37 b)
where : *A_f = steel area required to resist M_u*	
$M_u = Q_u.a + N_u(t + \Delta - d)$	Eq (4 – 38)
$A_n = N_u / (f_y / \gamma_s)$	Eq (4 – 39)
$A_{sf} = Q_u / \mu\, (f_y / \gamma_s)$	Eq (4 – 35)
μ = 1.0 mondethie concrete joints = 0.75 { rough surface with roughness depth ≅ 0.5 em . = 0.40 roughness depth < 0.5 cm . or steel element fixed on concrete members.	
A_h = 0.5 (A_s – A_n)	Eq (4 – 40)
to be arranged at $\frac{2}{3}$ d from top	

Deep Beams

Subject	Code
(34) Deep Beams : 	(6 – 3 – 2)
(34 – a) Simple : $\frac{H}{L} > 0.8$ $Y_{ct} = \text{Smaller of} \begin{cases} 0.86\,L \\ 0.87\,H \end{cases}$	Eq (6 – 29)
(34 – b) Continuous : $\frac{H}{L} > 0.4$  + ve moments $Y_{ct} = \text{smaller of} \begin{cases} 0.43\,L \\ 0.87\,H \end{cases}$	Eq (6 – 29 b)
- ve moments $Y_{ct} = \text{Smaller of} \begin{cases} 0.37\,L \\ 0.87\,H \end{cases}$	Eq (6 – 29 C)

Circular Beams

Subject	Code

(35) Circular Beams :

$$P = 2\,\pi\, r.p. \qquad tons$$

n	R	Q_{max}	M_{+ve}	M_{-ve}	$M_{torsion}$
4	P / 4	P / 8	0.0176 Pr	-0.0322 P.r	0.0053 Pr
6	P / 6	P / 12	0.0075 pr	-0.0148 Pr	0.0015 Pr
8	P / 8	P / 16	0.0042 Pr	-0.0083 Pr	0.0006 Pr
10	P / 10	P / 20	0.0032 Pr	-0.0052 Pr	0.0004 P.r
12	P / 12	P / 24	0.0019 Pr	-0.0037 Pr	0.0002 P.r

Where :

r = radius , *n = no.* of supports.
R = reaction (load on each support).
Q_{max} = maximum shearing force.

Circular Plates

Subject	Code

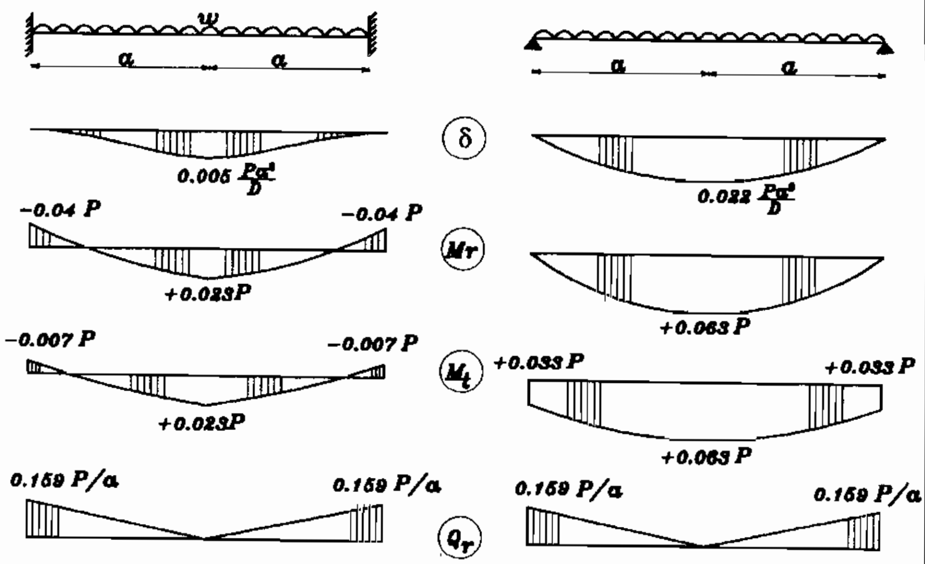
(36) Internal Forces in Circular Plates :

w = uniform load / m^2.
P = total load = $w \pi a^2$
a = radius .

D = flexural rigidity of the plate = $\dfrac{Et^3}{12\,(1-\upsilon^2)}$

E = modulus of elasticity.

t = thickness of the plate .



δ = Deflection.

M_r = radial moment

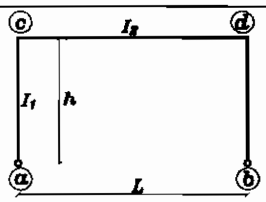
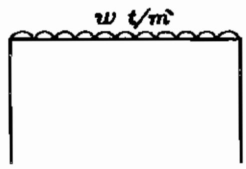
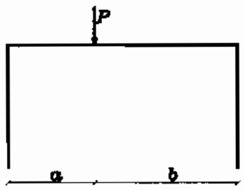
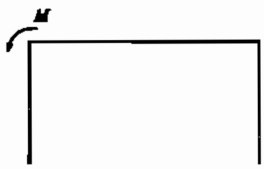
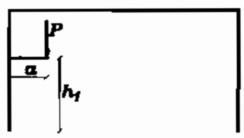
M_t = tangential moment

Q_r = radial shear.

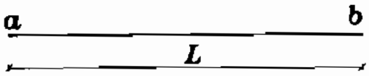
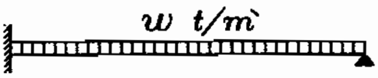
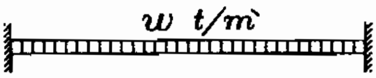
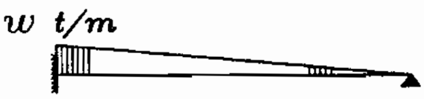
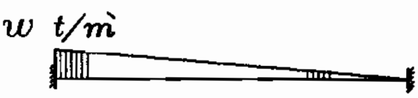
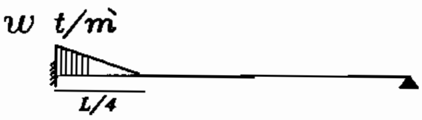
Frames

Subject	Code

(37) Reactions of Once Indeterminate Frame :

	$K = (\frac{I_2}{L})/(I_1/h)$ $N = 2K + 3$
	$H_a = H_b = wL^2 / 4hN$ $Y_a = Y_b = wL/2$
	$H_a = H_b = \frac{3}{2} P \cdot a \cdot b / hLN$ $Y_A = \frac{Pb}{L}, \quad Y_B = \frac{P.a}{L}$
	$H_a = H_b = -3m/2Nh$ $Y_a = -Y_b = M/L$
	$M_1 = h_1 / h$ $H_a = H_b = \frac{Pa}{2Nh}(3K(m_1^2 - 1) - 3)$ $Y_a = \frac{P(L-a)}{L}, \quad Y_b = \frac{P.a}{L}$

(38) Fixed End Moments and Elastic Reactions :

	F . E .M		Elastic react	
	M_a	M_b	Y_a	Y_b
	$\frac{wL^2}{8}$	0	$\frac{wL^3}{24}$	$\frac{wL^3}{24}$
	$\frac{wL^2}{12}$	$\frac{wL^2}{12}$	$\frac{wL^3}{24}$	$\frac{wL^3}{24}$
	$\frac{wL^2}{15}$	0	$\frac{wL^3}{45}$	$\frac{7wL^3}{360}$
	$\frac{wL^2}{20}$	$\frac{wL^2}{30}$	$\frac{wL^3}{45}$	$\frac{7wL^3}{360}$
	$\cong \frac{wL^2}{65}$	0	$\frac{wL^3}{350}$	$\cong \frac{wL^3}{587}$
	$\cong \frac{wL^2}{72.5}$	$\cong \frac{wL^2}{900}$	$\frac{wL^3}{350}$	$\cong \frac{wL^3}{587}$

Subject	Code
(39) Ultimate load Values :	(3 – 2 – 1 – 1 b)
D.L + L.L only $\therefore$ U = 1.4 D + 1.6 L	Eq (3 – 1)
L.L $\leq$ 0.75 D $\therefore$ U = 1.5 (D + L)	Eq (3 – 2)
D.L + L.L + Lateral pressure (E) : U = 1.4 D + 1.6 (E + L) $\geq$ 1.4 D + 1.6 L D.L + L.L + E of liquids contains in closed members as tanks , (1.4 E) is used in equations (3.3) & (3.7) instead of (1.6 E) .	Eq (3 – 3)
D.L + L.L+ Wind loads (w) U = (1.4 D + 1.6 L + 1.6 w) 0.8	Eq (3 – 4)
D.L + L.L + Seismic loads (S) U = (1.4 D + 1.6 L + 1.6 S) 0.8 $\geq$ Eq (3 – 4) value .	Eq (3 – 5)
In cases when D.L^{s} increase the stability of the structure, or reduce the internal stresses, the Ult . loads are replaced in equations (1,3,4,5) by the following Ult load factors respectively :	
U = 0.9 D + 1.6 L	Eq (3 – 6)
U = 0.9 D + 1.6 E	Eq (3 – 7)
U = 0.9 D + 1.3 w	Eq (3 – 8)
U = 0.9 D + 1.3 S	Eq (3 – 9)
The effect of temperature , settlements, creep , shrinkage (T) is taken as follows: U = 0.8 (1.4 D + 1.6 L + 1.4 T)	Eq (3 – 10)
$\geq$ 1.4 (D + T)	Eq (3 – 11)
D.L + L.L + dynamics load (K) U = 1.4 D + 1.6 L + 1.6 K	Eq (3 – 12)
(40) Strength Reduction Factors (γ_c & γ_s):	(3-2-1-2)
(40 – a) U . L .S In case of section subjected o axial and eccentric tension, or flexural , or shearing force, or Bond , or torsional moments , bearing. $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$	Eq (3 – 15)
In case of eccentric comp . (e/t $\geq$ 0.05) $\gamma_c = 1.75 - 0.5\left(\frac{e}{t}\right) \geq 1.5$	Eq (3 – 16 a)
$\gamma_s = 1.36 - 0.43\left(\frac{e}{t}\right) \geq 1.15$	Eq (3 – 16 b)

Subject	Code
(40 - b) Serviceability limit state : in case of deflection , deformation and cracking : $\gamma_c = \gamma_s = 1.0$	Eq (3 – 17)
(41) Design of Section Considering Crack Control : n = $E_s / E_c = 10$ $f_{ct} = f_{ct(N)} + f_{ct(M)} \leq \frac{f_{ctr}}{2}$ **where :** $f_{ctr} = 0.75\ (f_{cu})^{2/3}$ kg/cm^2 . $f_{ct(N)} = \pm \frac{N}{A}$ $f_{ct(M)} = + \frac{M_y}{I}$ η = factor depends on t_v $t_v = t\left[1 + \frac{f_{ct(N)}}{f_{ct(M)}}\right]$ t = thickness of the section	Eq(4 - 67) Eq(4 – 68) Eq(4 - 64) Eq(4 – 69)

t_v	η value
$\leq 10\ cm$	1.00
= 20 cm	1.30
= 40 cm	1.60
$\geq 60\ cm$	1.70

Table (4 – 16)

Subject	Code
(42) Conditions to be Satisfied for Crack Control :	(4 – 3 – 2 – 3)
$\phi \leq r\,[\mu_z / f_s^2] * 10^6$	Eq (4 – 66)

where :

ϕ = Largest bar diameter used .
μ_z =100 A_s / A_{ct}
A_{ct} = area of concrete in tension zone .
f_s = tensile steel stress resulting from working loads.
r = coefficient according to table (4 – 12)

Table (4 – 12)

Steel type	Part (I)	Part (II)	*parts III IV*
Smooth	60	40	25
deformed bars	120	80	50

$f_s \leq$ values given in tables (4 – 14) and (4 -15)

f_y is multiplied by β_{cr} when using U . L . S . D . M

Table (4 – 14)

		I	II	III & IV
		ϕ		
1400	1.00	25	22	13
1200	0.84	28	28	19
1000	0.69	32	32	28

Subject	Code
(tables below)	

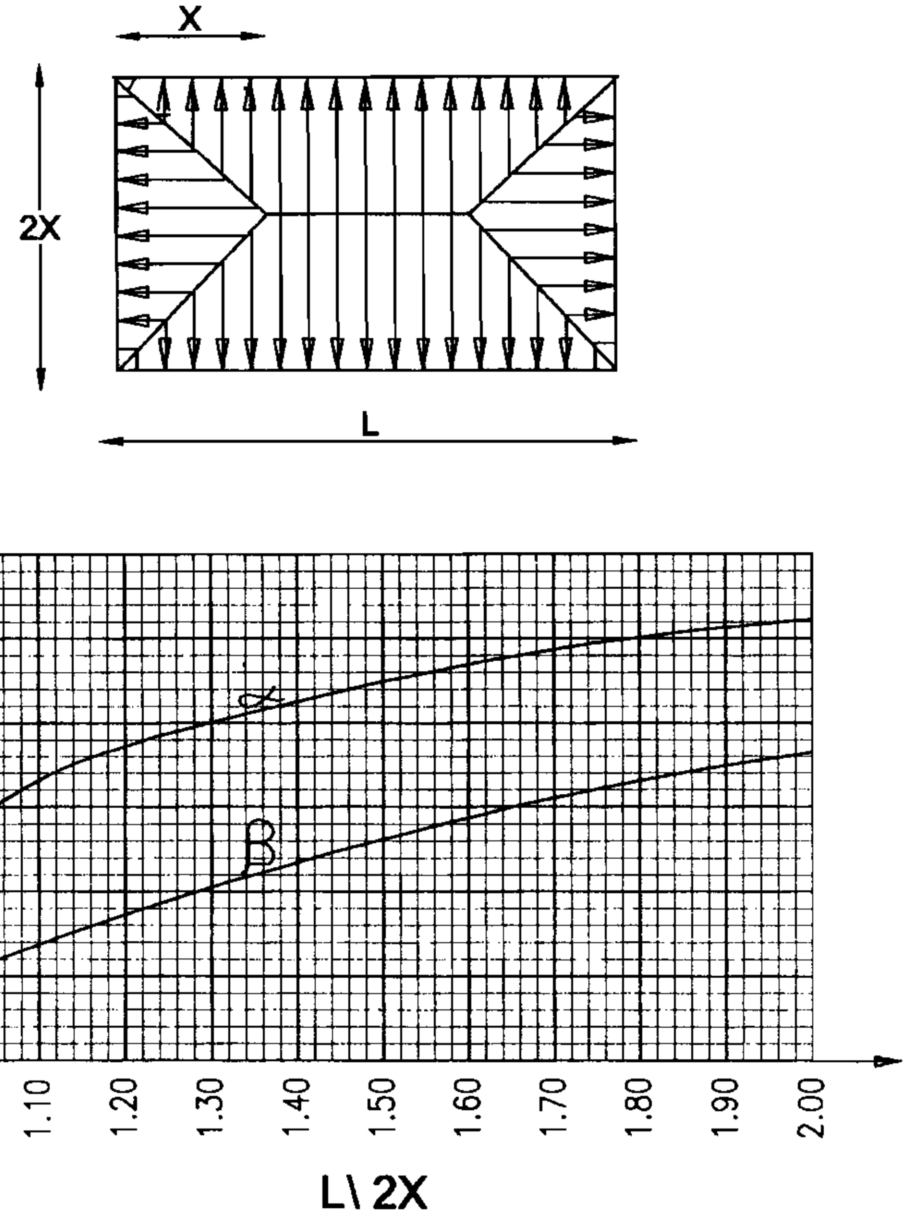
f_s	β_{cr}		I	II	III& IV
	36/52	40/60	ϕ_{max}	ϕ_{max}	ϕ_{max}
≥ 2200	1.0	0.92	13	10	6
2000	0.93	0.83	16	13	8
1800	0.85	0.75	25	19	10
1600	0.75	0.67	32	22	16
1400	0.65	0.58	--	28	22
1200	0.56	0.50	--	--	32

Table (4 – 15)

Table (4 – 13) given the minimum concrete cover ($\geq \phi_{max}$ *used*)

	All members except slabs		Walls and solid slabs	
	$f_{cu} \leq 250$	> 250	≤ 250	> 250
I	2.0	1.50	1.50	1.00
II	2.5	2.0	2.0	1.50
III	3.0	2.5	2.5	2.0
IV	4.0	3.5	3.5	3.0

Table (4 – 13)



شــكل (٣)

معاملات تقدير الحمل المكافىء على الكمرات التى تحمل بلاطات ذات اتجاهين

جــدول (١)

r = L\ 2X	١,٠	١,١	١,٢	١,٣	١,٤	١,٥	١,٦	١,٧	١,٨	١,٩	٢,٠
α	٠,٦٦٧	٠,٧٢٥	٠,٧٦٩	٠,٨٠٣	٠,٨٣٠	٠,٨٥٢	٠,٨٧٠	٠,٨٨٥	٠,٨٩٧	٠,٩٠٨	٠,٩١٧
β	٠,٥٠٠	٠,٥٤٥	٠,٥٨٣	٠,٦١٥	٠,٦٤٣	٠,٦٦٧	٠,٦٨٨	٠,٧٠٦	٠,٧٢٢	٠,٧٣٧	٠,٧٥٠

جدول (٢)

الأوزان الفعلية للمواد المختلفة

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
أولا: مواد البناء		
الخرسانة :		
خرسانة مصلحة بركام سليسى	٢٥٠٠(٢٥)	–
خرسانة عادية :		
خرسانة بركام سليسى	٢٢٠٠(٢٢)	–
خرسانة خفيفة	١٠٠٠–٢٠٠٠ (١٠–٢٠)	–
خرسانة مهواه	٦٠٠–٩٠٠ (٦–٩)	–
خرسانة ثقيلة	٢٥٠٠ فأكثر (٢٥ فأكثر)	–
خرسانة بركام البازلت	٢٣٠٠–٢٥٠٠ (٢٣–٢٥)	–
خرسانة بركام الفرن العالى	١٦٠٠–١٩٠٠ (١٦–١٩)	–
خرسانة بركام الطين المدد	٧٠٠–١٧٠٠ (٧–١٧)	–
خرسانة عازلة ذات فراغات	٣٠٠–٦٠٠ (٣–٦)	–
الأسمنت:		
كلنكر الأسمنت	١٥٠٠–١٨٠٠ (١٥–١٨)	٢٠
الركام:		
زلط	١٧٠٠ (١٧)	–
رمل	١٥٠٠ (١٥)	–
خبث الأفران العالية:		
مبرد بالهواء	١٧٠٠ (١٧)	٤٠
محبب	١٢٠٠ (١٢)	٢٥

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
ركام الليكا (الطين المدد)	٣٠٠–٩٠٠ (٣–٩)	٣٥
الحجر الخفاف	٣٥٠–٦٥٠ (٣,٥٠–٦,٥٠)	–
الفيرموكوليت المنفوش	٦٠–٢٠٠ (٠,٦–٢)	–
الرماد المتطاير	٦٠٠–١١٠٠ (٦–١١)	٣٥
الماء	١٠٠٠ (١٠)	صفر
إضافات الخرسانة :		
(سائلة) أو مسحوق	١٠٠٠ – ١٢٠٠ (١٠–١٢)	–
أحجار البناء :		
أ – صخور نارية :		
جرانيت	٢٨٠٠ (٢٨)	–
بازلت (ديوريت – جابرو)	٣٠٠٠ (٣٠)	–
بازلت (بركانى)	٢٤٠٠ (٢٤)	–
الشيست	٢٦٠٠ (٢٦)	–
ب – صخور رسوبية :		
الحجر الجيرى	٢٧٠٠ (٢٧)	–
الرخام	٢٨٠٠ (٢٨)	–
الحجر الرملى	٢٧٠٠ (٢٧)	–
ج – صخور متحولة :		
الأردواز	٢٨٠٠ (٢٨)	–
الجنيس	٣٠٠٠ (٣٠)	–
السربنتين	٢٧٠٠ (٢٧)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
الرخام	٢٧٠٠ (٢٧)	–
طوب البناء :		
طوب أحمر طفلى مصمت	١٦٠٠ – ١٨٠٠ (١٦–١٨)	–
طوب طفلى مثقب	١٤٠٠ – ١٦٠٠ (١٤–١٦)	–
طوب أسمنتى مصمت	٢٠٠٠ (٢٠)	–
طوب أسمنتى مفرغ	١٤٠٠ – ١٨٠٠ (١٤–١٨)	–
طوب جيرى رملى :		
مصمت	١٨٥٠ (١٨,٥٠)	–
مفرغ	١٤٠٠ (١٤)	–
خفيف الوزن	٧٠٠ – ٨٠٠ (٧–٨)	–
طوب حرارى لأغراض مختلفة :		
طين حرارى	١٨٥٠ (١٨,٥٠)	–
سليكا	١٨٠٠ (١٨)	–
منجنيزيت	٢٨٠٠ (٢٨)	–
كروم–منجنيزيت	٣٠٠٠ (٣٠)	–
كورندم	٢٦٠٠ (٢٦)	–
طوب مقاوم للأحماض	١٩٠٠ (١٩)	–
طوب زجاجى	٨٧٠ (٨,٧٠)	–
بلوكات البناء :		
بلوكات خرسانية	١٤٠٠ – ١٩٠٠ (١٤–١٩)	–
بلوكات خرسانية مفرغة	١١٥٠ (١١,٥٠)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك-نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
بلوكات خرسانية بركام الليكا	٦٠٠ - ٩٠٠ (٦-٩)	-
بلوكات جبسية	٩٥٠ (٩,٥٠)	-
الجير :		
مسحوق الحجر الجيرى	١٢٠٠ (١٢)	-
كتل الجير المكلسة	٨٥٠ - ١٣٠٠ (٨,٥٠-١٣)	-
كتل الجير المطحونة	٦٠٠ - ١٣٠٠ (٦-١٣)	٤٥
الجير المكلس المطفى	١١٠٠ (١١)	٢٥
الجبس	٨٠٠ - ١٠٠٠ (٨-١٠)	٢٥
المونة :		
مونة الأسمنت	٢١٠٠ (٢١)	-
مونة الجير	١٨٠٠ (١٨)	-
مونة الأسمنت و الجير	٧٥٠ - ١٨٠٠ (٧,٥٠-١٨)	-
مونة الجبس	١٤٠٠ - ١٨٠٠ (١٤-١٨)	-
مونة البيتومين بالرمل	١٧٠٠ (١٧)	-
الخشب و منتجاته:		-
(مجفف بالهواء-رطوبة ١٥٪)		-
أ - خشب صلب :		
زان	٦٨٠ (٦,٨٠)	-
قرو	٦٩٠ (٦,٩٠)	-
ب - خشب طرى :		
بيتش باين	٥٧٠ (٥,٧٠)	-

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك-نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
خشب أبيض	٤٠٠ (٤)	–
ج – الواح من الياف خشبية :		
صلدة	٩٠٠ – ١١٠٠ (٩-١١)	–
متوسطة الصلادة	٦٠٠ – ٩٠٠ (٦-٩)	–
عازل ذو فراغات	٢٥٠ – ٤٠٠ (٢,٥٠-٤)	–
خشب أبلكاش مضغوط	٧٥٠ – ٨٥٠ (٧,٥٠-٨,٥٠)	–
الواح ذات قلب خشبي	٤٥٠-٦٥٠ (٤,٥٠-٦,٥٠)	–
مواد بناء أخرى :		
أسبستوس	٨٠٠ (٨)	–
الواح أسبستوس أسمنتي متموجة	١٦٠٠ (١٦)	–
ماسورة أسبستوس أسمنتي	١٨٠٠ (١٨)	–
سيلتون	١٢٠ (١,٢٠)	–
تربة جافة	١٧٠٠ (١٧٩)	–
تربة مبتلة	٢٠٠٠ (٢٠)	–
أرضية مطاط	١٨٠٠ (١٨)	–
بيتومين	١٠٠٠ – ١٤٠٠ (١٠-١٤٩)	–
قار	١١٠٠ – ١٤٠٠ (١١-١٤)	–
بلاط أسمنتي	٢٤٠٠ (٢٤)	–
بلاط موزايكو	٢٢٠٠ (٢٢)	–
زاتنج الإيبوكس :		
بدون مواد مالئة	١١٥٠ (١١,٥٠)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك-نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
بمواد فلزية	٢٠٠٠ (٢٠)	-
مع الفيبر جلاس	١٨٠٠ (١٨)	-
بلاط بلاستيك	١١٠٠ (١١)	-
راتنج بوليستر :	١٣٥٠ (١٣,٥)	-
بوليثيرين	٩٣٠ (٩,٣)	-
الواح ب.ف.س الصلدة	١٤٠٠ (١٤)	-
الواح ب.ف.س للأرضيات	١٦٠٠ (١٦)	-
بلاط ب.ف.س للأرضيات	١٧٠٠ (١٧)	-
فيبر جلاس	١٦٠-١٨٠ (١,٠٦-١,٨)	-
صوف زجاجي	١٠٠-١١٠ (١-١,١)	-
صوف خشبي	٢٠٠ - ٣٠٠ (٢-٣)	صفر
فلين	٦٠ (٠,٦)	صفر
مصيص	١١٠٠ - ١٥٠٠ (١١-١٥)	-
الواح زجاج	٢٥٠٠ (٢٥)	-
زجاج بالسلك	٢٦٠٠ (٢٦)	-
زجاج أكريليك	١٢٠٠ (١٢)	-
بالات الكتان	٦٠٠ (٦)	-
اكوام الجلد	٩٠٠ - ١٠٠٠(٩-١٠)	-
الورق :		
في رزم	١٢٠٠ (١٢)	صفر
في لفات	١١٠٠ (١١)	-

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد البناء:		
المطاط :		
ملفوفة لمواد الأرضيات	١٣٠٠ (١٣)	–
خام فى بالات	١١٠٠ (١١)	–
الصوف :		
فى بالات	٧٠٠ (٧)	–
مضغوط فى بالات	١٣٠٠ (١٣)	–
ثانياً : المواد المعدنية :		
صلب	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	–
حديد مطاوع	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	–
حديد زهر	٧٢٥٠ (٧٢,٥)	–
حديد خام	٣٠٠٠ (٣٠)	–
الومنيوم	٢٧٠٠ (٢٧)	–
سلك الومنيوم	٢٨٠٠ (٢٨)	–
رصاص :	١١٤٠٠ – ١٢٠٠٠ (١١٤–١٢٠)	–
رصاص أبيض (مسحوق)	٩٠٠٠ (٩٠)	صفر
رصاص أحمر (مسحوق)	٨٠٠٠ (٨٠)	صفر
نحاس :	٨٧٠٠ – ٨٩٠٠ (٨٧–٨٩)	–
نحاس أصفر	٨٣٠٠ – ٨٥٠٠ ((٨٣–٨٥)	–
برونز	٨٤٠٠ – ٨٥٠٠ (٨٤–٨٥)	–
نيكل	٨٩٠٠ (٨٩)	–
زنك مصبوب	٦٩٠٠ (٦٩)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك-نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع المواد المعدنية :		
زنك مدلفن	٧٢٠٠ (٧٢)	–
صفيح مدلفن	٧٢٠٠ – ٧٤٠٠ (٧٢-٧٤)	–
مغنيسيوم	١٨٥٠ (١٨,٥)	–
انتيمون	٦٦٢٠ (٦٦,٢)	–
باريوم	٣٥٠٠ (٣٥)	–
كاديوم	٨٦٥٠ (٨٦,٥)	–
كوبالت	٨٧٠٠ (٨٧)	–
ذهب	١٩٣٠٠ (١٩٣)	–
فضة	١٠٥٠٠ (١٠٥)	–
منجنيزيت	٧٢٠٠ (٧٢)	–
مولبدينم	١٠٢٠٠ (١٠٢)	–
بلاتين	٢١٣٠٠ (٢١٣)	–
تيتانيوم	٤٥٠٠ (٤٥٩)	–
تنجستين	١٩٠٠٠ (١٩٠)	–
يورانيوم	١٨٧٠٠ (١٨٧)	–
فاناديوم	٥٦٠٠ (٥٦)	–
زركونيوم	٦٥٣٠ (٦٥,٣)	–
ثالثاً : الوقود :		
١- الفحم الفلزى :	٩٠٠ – ١٢٠٠ (٩-١٢)	–
فحم الكوك	٤٥٠ – ٦٥٠ (٤,٥-٦,٥)	٣٥
فحم نباتى	٢٥٠ (٢,٥)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع الوقود :		
تراب الفحم	٧٠٠ (٧)	–
٢– الزيوت :		
زيت الديزل	٨٠٠ – ١٠٠٠ (٨–١٠)	صفر
زيت خام	٩٨٠ (٩,٨)	صفر
جازولين	٧٥٠ – ٨٠٠ (٧,٥–٨)	صفر
بترول	٨٠٠ (٨)	صفر
غازات سائلة :		
بروبين	٥٠٠ (٥)	صفر
بيوتين	٥٨٠ (٥,٨)	صفر
٣– الخشب :		
خشب صلد قطع	٤٠٠ – ٦٠٠ (٤–٦)	–
خشب صلد كتل	٥٠٠ (٥)	٤٥
خشب قطع	٢٥٠ (٢,٥)	–
خشب كتل	٣٠٠ (٣)	–
خشب الحريق	٤٠٠ (٤)	
رابعاً : السوائل :		
جليسرين	١٢٥٠ (١٢,٥)	صفر
طلاء الزيت معلبة أو صناديق	١١٠٠ (١١)	صفر
اللبن :		
فى خزانات	٩٥٠ – ١٠٠٠ (٩,٥–١٠)	صفر
فى علب	٨٥٠ (٨,٥)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع السوائل :		
في زجاجات	٧٠٠ (٧٩)	–
العسل :		
في خزانات	١٣٠٠ (١٣)	صفر
في علب	١٠٠٠ (١٠)	–
في زجاجات	٦٠٠ (٦)	–
حامض النتريك (٩١٪ بالوزن)	١٥٠٠ (١٥)	صفر
حامض الهيدروكلوريك (٤٠٪ بالوزن)	١٢٠٠ (١٢)	صفر
حامض الكبريتيك (٣٠٪ بالوزن)	١٤٠٠ (١٤)	صفر
خامساً : مواد غذائية و منتجات زراعية :		
الزبدة :		
في براميل	٥٥٠ (٥,٥)	–
في علب أو صناديق	٥٠٠ – ٨٠٠ (٥–٨)	–
سكر محبب :		
في غلاف ورق	٦٠٠ (٦)	–
في عبوات كبيرة	٨٠٠ (٨)	–
سكر كتل في غلاف ورق	٦٠٠ (٦)	–
في صناديق	٧٠٠ (٧)	–
شاى باكوات	٤٠٠ (٤)	–
كاكاو في عبوات	٥٥٠ (٥,٥)	–
بيض في اوراق حاملة	٥٥٠ (٥,٥)	–
دهون في صناديق	٨٠٠ (٨)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك-نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد غذائية و منتجات زراعية :		
سمك في براميل	٦٠٠ (٦)	-
سمك معبأ	٨٠٠ (٨)	-
فاكهة في صناديق	٣٥٠ - ٤٠٠ (٣,٥-٤)	٣٥
فاكهة مخزنة قطع	٥٠٠ - ٧٠٠ (٥-٧)	-
تبن محزم بالات	١٥٠ - ٢٠٠ (١,٥-٢)	-
ذرة	٤٥٠ (٤,٥)	٣٠
زبدة صناعى براميل	٥٥٠ (٥,٥)	-
زبدة صناعى في صناديق	٧٠٠ (٧)	-
لحوم مجمدة	٤٠٠ - ٧٠٠ (٤-٧)	-
بصل في عبوات	٥٥٠ (٥,٥)	-
مخللات في عبوات	٧٠٠ (٧)	-
مشروبات في زجاجات داخل صناديق	٨٠٠ (٨)	-
أرز شعير (غير مقشر)	٥٠٠ (٥)	-
أرز في عبوات	٥٦٠ (٥,٦)	-
ملح في أكوام	١٠٠٠ (١٠)	-
ملح في عبوات	١١٢٠ (١١,٢)	-
نشأ في عبوات	٨٠٠ (٨)	-
قش محزم في بالات	١٧٠ (١,٧)	-
تبغ في بالات	٣٠٠ - ٥٠٠ (٣-٥)	-
قمح	٨٠٠ - ٩٠٠ (٨-٩)	-
بن في عبوات	٧٠٠ (٧)	-

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٢) - تابع

المادة	الوزن كجم/م٣ (ك–نيوتن/م٣)	زاوية الإحتكاك
تابع مواد غذائية و منتجات زراعية :		
دقيق في عبوات	٥٠٠ (٥)	–
صابون بودرة في عبوات	٦١٠ (٦,١)	–
سادساً : مواد أخرى :		
كتب و سجلات في أكوام	١٠٠٠ – ١١٠٠ (١٠–١١)	–
ثلج على هيئة بلوكات	٨٥٠ – ٩٠٠ (٨,٥–٩)	–
نسيج – أثواب	١١٠٠ (١١)	–
سليولوز بالات	٨٠٠ (٨)	–
بالات الأقمشة	٤٠٠ (٤)	–
بالات القطن	٧٠٠ – ١٣٠٠ (٧–١٣)	–
بالات اللباد	٥٠٠ (٥)	–
بالات القنب	٤٠٠ (٤٩)	–
بالات الجوت	٧٠٠ (٧)	–

تحدد بمعرفة المصمم

جدول (٣)

اوزان الأحمال الحية

المادة	كجم/ م٢	كن / م٢
أ – أسطح نهائية		
١– أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)	١٠٠	(١)
٢– مائلة (زاوية الميل أكبر من ٢٠°) لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)	٥٠	(٠,٥)
٣– أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القراميد	٢٠ – ٦٠	(٠,٢ – ٠,٦)
٤– أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)	مثل الحمل الحى الغالب في الدور المتكرر	
ب– المبانى السكنية :		
١– غرف سكنية	٢٠٠	(٢)
٢– سلالم	٣٠٠	(٣)
٣– بلكونات	٣٠٠	(٣)
جـ– المبانى الإدارية :		
١– غرف مكاتب	٢٥٠	(٢,٥)
٢– غرف حفظ اللفات فى المكاتب	٢٠٠/م إرتفاع	(٢/م إرتفاع)
٣– أرشيف	٥٠٠–١٠٠٠	(٥–١٠)
٤– سلالم	٤٠٠	(٤)
٥– بلكونات	٤٠٠	(٤)
د– المستشفيات		
١– غرف علاج المرضى	٢٥٠	(٢,٥)
٢– عنابر علاج المرضى	٢٥٠	(٢,٥

جدول (٣) - تابع

المادة	كجم/ م٢	كن / م٢
٣- غرف الجراحة	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٤- غرف الأشعة	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٥- سلالم و طرقات	٤٠٠	(٤)
٦- بلكونات	٤٠٠	(٤)
هـ- المدارس و الجامعات		
١- فصول	٣٠٠	(٣)
٢- معامل	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٣- صالات رياضية	٥٠٠	(٥)
٤- غرف حفظ الكتب ذات أرفف و ممرات	١٠٠٠	(١٠)
٥- غرف تخزين الكتب	٤٠٠/م إرتفاع	(٤/م إرتفاع)
٦- غرف الإطلاع	٤٠٠	(٤)
٧- سلالم و طرقات	٤٠٠	(٤)
و- القاعات و الصالات و دور العبادة		
١- ذات مقاعد ثابتة	٤٠٠	(٤)
٢- ذات مقاعد غير ثابتة	٥٠٠	(٥)
ز- المحلات	٥٠٠	(٥)
١- محلات البيع بالجملة و المخازن (حسب نوع المواد المخزنة و الآلات)	١٠٠٠ فأكثر	(١٠ فأكثر)
ح- الفنادق		
١- غرف النزلاء	٢٠٠	(٢)
٢- غرف الخدمة العامة	٤٠٠	(٤)
٣- غرف الطعام و المطاعم	٤٠٠	(٤)
٤- السلالم و الطرقات	٤٠٠	(٤)

جدول (٣) - تابع

كن / م٢	كجم/ م٢	المادة
		ط- المكتبات
(١٠)	١٠٠٠	١- غرف حفظ الكتب ذات أرفف و ممرات
(٤/م إرتفاع)	٤٠٠/م إرتفاع	٢- غرف تخزين الكتب
(٤)	٤٠٠	٣- غرف الإطلاع
		ى- المسارح و السينما
(٣)	٣٠٠	١- غرف خلع الملابس
(٥)	٥٠٠	٢- الشرفات
(٤)	٤٠٠	٣- القاعات الرئيسية و البلكونات ذات المقاعد الثابتة
(٥)	٥٠٠	٤- القاعات الرئيسية و البلكونات ذات المقاعد غير الثابتة
(٥)	٥٠٠	٥- سلالم و طرقات
		ك- الورش يجب حساب الأحمال طبقاً للإستخدام الفعلى و الوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكى، إضافة إلى ٣٠٠ كجم/م٢ (٣ كن/م٢) على باقى السطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٦٠٠ كجم/م٢(٦ كن/ م٢)
		ل- ورش المسبوكات يجب حساب الأحمال طبقاً للإستخدام الفعلى و الوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكى، إضافة إلى ٣٠٠ كجم/م٢ (٣ كن/م٢) على باقى السطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٢٠٠٠ كجم/م٢(٢٠ كن/ م٢)
(١٥)	١٥٠٠	**م- أرصفة الشحن**
		ن- الجراجات ١- جراجات لعربات الركوب (لا يزيد الارتفاع الصافى عند

جدول (٣) - تابع

المادة	كجم/ م٢	كن / م٢
(المداخل عن ٢,٤ متراً)	٣٠٠	(٣)
٢- جراجات لعربات الركوب و العربات السياحية و الأتوبيسات	٤٠٠	(٤)
٣- ممرات الجراجات	٥٠٠	(٥)

جدول (٤ - ١) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العمق الأقصى لمحور الخمول إلي العمق الفعال C_{max} / d للمقطع المسلح جهة الشد فقط

Type of steel *	C_{max} / d	μ_{max}	R_{max}
24 / 35	0.50	$8.56 * 10^{-5} f_{cu}$	0.214
28 / 45	0.48	$7.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.206
36 / 52	0.44	$5.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.194
40 / 60	0.42	$4.31 * 10^{-5} f_{cu}$	0.187
45 / 52	0.40	$3.65 * 10^{-5} f_{cu}$	0.180

* طبقاً للجدول رقم (٨ - ٢) حيث f_{cu} بوحدات كجم / سم٢ .

أما في حالات السماح بإعادة توزيع العزوم بمقدار ± ١٠ % فيجب ألا تتعدى قيم (μ_{max} , R_{max}) القيم الواردة في الجدول رقم (٤ - ٢) .

جدول (٤ - ٢) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} في حالة إعادة توزيع عزوم ± ١٠ %

Type of steel *	C_{max} / d	μ_{max}	R_{max}
24 / 35	0.40	$6.85 * 10^{-5} f_{cu}$	0.180
28 / 45	0.38	$5.58 * 10^{-5} f_{cu}$	0.173
36 / 52	0.34	$3.88 * 10^{-5} f_{cu}$	0.157
40 / 60	0.32	$3.29 * 10^{-5} f_{cu}$	0.150
45 / 52	0.30	$2.74 * 10^{-5} f_{cu}$	0.142

* طبقاً للجدول رقم (٨ - ٢)

علي أنه يشترط لإمكان إعادة توزيع العزوم بمقدار ± ١٠ % طبقاً للجدول (٤ - ٢) الوفاء بالاشتراطات الإضافية التالية :

١ - يجب التأكد من أن شروط الاتزان مستوفاه بعد إعادة توزيع العزوم .

٢ - يجب التأكد من أن شروط التشكل والتشرخ مستوفاه أيضاً .

Table (5)

$\propto$, β values for slabs resting on masonry walls and for two way ribbed slabs with complete compression flange (Marcus)											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\propto$	0.396	0.473	0.543	0.606	0.660	0.706	0.746	0.778	0.806	0.830	0.849
β	0.396	0.333	0.262	0.212	0.172	0.140	0.113	0.093	0.077	0.063	0.053

Table (6)

$\propto$, β Values for ribbed slab with non – complete compression flange, (cover slab parrtially omitted, Grashoff)											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\propto$	0.500	0.595	0.672	0.742	0.797	0.834	0.867	0.893	0.914	0.928	0.941
β	0.500	0.405	0.328	0.258	0.203	0.166	0.133	0.107	0.086	0.72	0.059

Table (7)

$\propto$, β values for solid slabs cast monolithically with beams											
r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\propto$	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	.09	.08

Where : $\beta = 0.35 / r^2$ & $\propto = 0.5\,r - 0.15$

جدول رقم (٨ - ١)

Area & Weight of Steel Bars

Ø	weight	Area of cross section in cm^2											
Mm	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.62	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1
5	0.154	0.196	0.393	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	2.16	2.36
7	0.302	0.385	0.77	1.15	1.54	1.92	2.31	2.69	3.08	3.46	3.85	4.23	4.62
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	16.93	18.47
18	1.998	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	27.99	30.54
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	34.56	37.70
24	3.551	4.52	9.05	13.57	18.10	22.62	27.14	31.67	36.19	40.72	45.24	49.76	54.29
26	4.168	5.31	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.47	47.78	53.09	58.40	63.71
30	5.549	7.07	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	77.75	84.82
34	7.127	9.08	18.16	27.24	36.32	45.40	54.48	63.55	72.63	81.71	90.79	99.87	109.0
36	7.990	10.18	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.6	101.8	112.0	122.1

جدول (٨ - ٢) الخواص الميكانيكية لأنواع الصلب (الحد الأدنى)

نوع الصلب	الرتبة	حالة سطح الأسياخ	إجهاد الخضوع أو ٠,٢ % إجهاد الضمان كجم/مم٢ (حد أدنى)	مقاولة الشد القصوى كجم/مم٢ (حد أدني)	النسبة المئوية للاستطالة (حد أدني)
صلب طري عادي	٢٤ / ٣٥	أملس	٢٤	٣٥	٢٠
	٢٨ / ٤٥		٢٨	٤٥	١٨
صلب عالي المقاومة	٣٦ / ٥٢	ذو نتوءات	٣٦	٥٢	١٢
	٤٠ / ٦٠	ذو نتوءات	٤٠	٦٠	١٠
صلب شبك ملحوم مسحوب علي البارد	٤٥ / ٥٢	أملس أو ذو نتوءات أو ذو العضات	٤٥	٥٢	١٠

جـدول (٩)

إجهـــادات التشغيـــل للخرسانـــة والصـــلب

أنواع الإجهادات	المصطلحات	إجهادات التشغيل وفقاً لأنواع الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يوماً كجم / سم^2 .						
مقاومة الخرسانة المميزة .	f_{cu}	١٥٠	١٧٥	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
الضغط المحوري .	f_{co} **	٤٠	٤٥	٥٠	٥٥	٦٠	٦٥	٧٠
الانحناء أو الضغط كبير اللاتمركز .	f_c *	٦٥	٧٠	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠	١٠٥
القص أو اللي								
لمقاومة الخرسانة للقص								
بدون تسليح في البلاطات والقواعد	q_c	٧	٧	٨	٨	٩	٩	٩
بدون تسليح في الأعضاء الأخرى	q_c	٥	٥	٦	٦	٧	٧	٧
وجود تسليح جذعي في جميع الأعضاء القص واللي معاً	q_c	١٥	١٥	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١
القص الثاقب .	q_{cp}	٧	٧	٨	٨	٩	٩	١٠
الصلب								
١ - صلب طري ٢٤ / ٣٥ .	f_s	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠
٢ - صلب ٢٨ / ٤٥ .		١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
٣ - صلب ٣٦ / ٥٢ .		—	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠
٤ - صلب ٤٠ / ٦٠ .		—	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠
٥ - الشبك الملحـــوم ٤٥ / ٥٢ أملـــس		—	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
ذو نتوءات أو ذو العضات .		—	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠

* هذه الاجهادات في حالة الكمرات والبلاطات التي يزيد سمكها عن ٢٠ سم ، وتنقـــص الاجهادات المسموح بها تبعاً لسمك البلاطات عن القيم المعطـــاه بمقـــدار ٥ ، ١٠ ، ١٥ ، ٢٠ كجم / سم^2 علي التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠ ، ١٢ ، ١٠ ، ٨ سم .

** هذه القيمة تمثل أكبر إجهاد ضغط محوري علي القطاع عند مستوي أحمال التشغيل .

Table (10)
Materials Required for Hollow block Slabs

Dimensions of Blocks (cm)	Materials required / m^2				Dead Loads kg/m^2			
	N° of Block		Concrete m^3		Conc. Blocks		Leca Blocks	
	1 way	2 way	1 way	2 way	1 way	2 way	1 way	2 way
15 * 20 * 50	10	8.4	0.073	0.089	238	270	300	320
15 * 20 * 40	10.4	8.7	0.075	0.096	240	284	303	336
20 * 20 * 40	10.4	8.7	0.083	0.111	265	330	330	380
25 * 20 * 40	10	8	0.100	0.140	320	406	410	478

Weight of brick & block walls (kg/m^2 , with 2 cm plaster on each side & mortar joint thickness = 1 cm)

Type of unit		Dimension (cm)	Wall thick	Weight of mortar/m^2	Weight of wall/m^2
Solid Conc. Blocks	بلوكات أسمنتية	25 * 12 * 10	12	34	300.6
Solid Conc. Blocks		25 * 12 * 10	25	90.15	533.4
Hollow Conc. Blocks		40 * 20 * 12	12	14.5	244
Hollow Conc. Blocks		40 * 20 * 20	20	22	312
Solid Leca Blocks	بلوكات ليكا أسمنتية	25 * 12 * 6	12	47.68	248
Solid Leca Blocks		25 * 12 * 6	25	121.42	431
Hollow Leca Blocks		50 * 20 * 12	12	18.13	180
Hollow Leca Blocks		50 * 25 * 20	20	26.13	250
Hollow Leca Blocks		50 * 25 * 20	25	37.81	294
Heavy Solid Sand	بلوكات الطوب الرملي (الجيري)	25 * 12 * 6	12	47.68	316
Heavy Solid Sand		25 * 12 * 6	25	121.42	568
Light Solid Sand		50 * 20 * 10	10	15.13	183
Light Solid Sand		60 * 20 * 12	12	14.71	198
Light Solid Sand		50 * 25 * 20	20	26.13	285
Light Solid Sand		50 * 25 * 25	25	37.82	337
Solid Shale bricks	الطوب الطفلي	25 * 12 * 6	12	47.68	301
Perforated Shale		25 * 12 * 6	12	47.68	262
Perforated Shale		25 * 12 * 6	25	117.42	456
Gypsum blocks	الطوب الجبس	66.6*50*10	10	6	105
Gypsum blocks		33.3*50*8	8	6	78

Table (11)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 – 1)

d′/d=.05

ω	$R = M_u/bd^2 f_{cu}$											
	∝= 0		∝= 0.1		∝= 0.2		∝= 0.3		∝= 0.4		∝= 0.5	
0.04		.0334		.0335		.0336		.0336		.0336		.0336
0.05		.0414		.0415		.0417		.0418		.0418		.0419
0.06		0.0491		.0494		.0497		.0499		.0500		.0501
0.07		.0567		.0572		.0576		.0579		.0582		.0583
0.08		.0641		.0648		.0654		.0659		.0662		.0665
0.09		.0714		.0723		.0731		.0737		.0742		.0746
0.10		.0785		.0797		.0807		.0815		.0822		.0827
0.11		.0854		.0869		.0881		.0892		.0901		.0907
0.12		.0922		.0940		.0955		.0968		.0979		.0987
0.13		.0987		.1009		.1027		.1043		.1056		.1066
0.14		.1051		.1077		.1099		.1118		.1133		.1145
0.15		.1114		.1144		.1169		.1191		.1210		.1224
0.16		.1175		.1209		.1239		.1264		.1285		.1302
0.17	4000	.1234		.1273		.1307		.1336		.1361		.1380
0.18	3600	.1291		.1335		.1374		.1407		.1435		.1458
0.19	2800	.1347	4000	.1396		.1440		.1478		.1509		.1534
0.20	2400	.1401	3600	.1456		.1505		.1547		.1582		.1611
0.21		.1453	2800	.1515	4000	.1569		.1616		.1655		.1687
0.22			2400	.1572	3600	.1632		.1684		.1727		.1763
0.23				.1627		.1693		.1751		.1799		.1838
0.24					2800	.1754	4000	.1817		.1870		.1913
0.25					2400	.1814	3600	.1882		.1940		.1987
0.26						.1872		.1947		.2010		.2061
0.27								.2010		.2079		.2135
0.28							2800	.2073	4000	.2147		.2208
0.29							2400	.2135	3600	.2215		.2281
0.30								.2196		.2282		.2353
0.31										.2349		.2425
0.32									2800	.2415		.2496
0.33										.2480		.2567
0.34									2400	.2545	4000	.2638
0.35										.2609		.2708
0.36											3600	.2778
0.37												.2847
0.38												.2916
0.39											2800	.2985
0.40												.3053
0.41											2400	.3120

$A_s = \omega b.d\frac{f_{cu}}{f_y} \pm \frac{P_u}{f_y/\gamma_s}$. $R = \frac{M_{us}}{f_{cu}b.d^2}$. $\omega_{max} = \mu_{max}\frac{f_y}{f_{cu}(1-\propto)}$.

$As^{-} = \propto A_s$.

Table (12)

Simple bending with compression reinforcement for all types of steel (According to table 4 – 1)

$d' / d = 0.1$

ω	$R = \omega_{us} / b d^2 f_{cu}$											
	$\propto = 0$		$\propto = 0.1$		$\propto = 0.2$		$\propto = 0.3$		$\propto = 0.4$		$\propto = 0.5$	
0.04		.0334		.0333		.0332		.0331		.0329		.0327
0.05		.0414		.0413		.0413		.0411		.0410		.0407
0.06		0.491		.0491		.0492		.0491		.0490		.0488
0.07		.0567		.0569		.0570		.0570		.0569		.0568
0.08		.0641		.0644		.0647		.0648		.0648		.0647
0.09		.0714		.0719		.0723		.0726		.0727		.0726
0.10		.0785		.0792		.0798		.0802		.0804		.0805
0.11		.0854		.0864		.0872		.0878		.0881		.0883
0.12		.0922		.0934		.0945		.0952		.0958		.0961
0.13		.0987		.1003		.1016		.1026		.1034		.1038
0.14		.1051		.1071		.1087		.1100		.1109		.1115
0.15		.1114		.1137		.1156		.1172		.1184		.1192
0.16		.1175		.1202		.1225		.1243		.1258		.1268
0.17	4000	.1234		.1265		.1292		.1314		.1331		.1343
0.18	3600	.1291		.1327		.1358		.1384		.1404		.1418
0.19	2800	.1347	4000	.1388		.1424		.1453		.1476		.1493
0.20	2400	.1401	3600	.1448		.1488		.1521		.1547		.1568
0.21		.1453	2800	.1505	4000	.1551		.1588		.1619		.1641
0.22			2400	.1562	3600	.1613		.1655		.1689		.1715
0.23				.1617		.1673		.1721		.1759		.1788
0.24					2800	.1733	4000	.1785		.1828		.1861
0.25					2400	.1792	3600	.1849		.1897		.1933
0.26						.1849		.1913		.1964		.2005
0.27								.1975		.2032		.2076
0.28							2800	.2037	4000	.2099		.2147
0.29							2400	.2097	3600	.2165		.2218
0.30								.2157		.2230		.2288
0.31										.2295		.2358
0.32									2800	.2359		.2427
0.33										.2423		.2496
0.34									2400	.2486	4000	.2564
0.35										.2548		.2632
0.36											3600	.2700
0.37												.2767
0.38												.2834
0.39											2800	.2900
0.40												.2966
0.41											2400	.3031

$A_s = \omega b.d \frac{f_{cu}}{f_y} \pm \frac{P_u}{f_y / \gamma_s}.$ $\qquad R = \frac{M_{us}}{f_{cu} b.d^2}.$ $\qquad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu}(1-\propto)}.$

$As^{-} = \propto A_s.$

Table (13)
Simple bending with compression reinforcement for all types of steel (According to table 4 – 2)

$d'/d = 0.05$

ω	$R = M_u / bd^2 f_{cu}$											
	$\propto = 0$		$\propto = 0.1$		$\propto = 0.2$		$\propto = 0.3$		$\propto = 0.4$		$\propto = 0.5$	
0.04		.0334		.0335		.0336		.0336		.0336		.0336
0.05		.0414		.0415		.0417		.0418		.0418		.0419
0.06		.0491		.0494		.0497		.0499		.0500		.0501
0.07		.0567		.0572		.0576		.0579		.0582		.0583
0.08		.0641		.0648		.0654		.0659		.0662		.0665
0.09		.0714		.0723		.0731		.0737		.0742		.0746
0.10		.0785		.0797		.0807		.0815		.0822		.0827
0.11		.0854		.0869		.0881		.0892		.0901		.0907
0.12		.0922		.0940		.0955		.0968		.0979		.0987
0.13	4000	.0987		.1009		.1027		.1043		.1056		.1066
0.14	3600	.1051	4000	.1077		.1099		.1118		.1133		.1145
0.15	2800	.1114	3600	.1144		.1169		.1191		.1210		.1224
0.16	2400	.1175		.1209	4000	.1239		.1264		.1285		.1302
0.17		.1234	2800	.1273	3600	.1307		.1336		.1361		.1380
0.18			2400	.1335		.1374	4000	.1407		.1435		.1458
0.19				.1396	2800	.1440	3600	.1478		.1509		.1534
0.20					2400	.1505		.1547		.1582		.1611
0.21						.1569		.1616	4000	.1655		.1687
0.22							2800	.1684		.1727		.1763
0.23							2400	.1751	3600	.1799		.1838
0.24								.1817		.1870		1913
0.25										.1940		.1987
0.26									2800	2010	4000	.2061
0.27									2400	.2079	3600	.2135
0.28										.2147		.2208
0.29												.2281
0.30												.2353
0.31											2800	.2425
0.32											2400	.2496
0.33												.2567

$A_s = \omega b.d \frac{f_{cu}}{f_y}$. $\quad R = \frac{M_u}{f_{cu} b.d^2}$. $\quad \omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu}(1-\propto)}$.

$As^- = \propto A_s$.

Table (14)
Simple bending with compression reinforcement
for all types of steel (According to table 4 – 2)

d′ /d= 0.1

ω	$R = M_u / bd^2 f_{cu}$											
	∝= 0		∝= 0.1		∝= 0.2		∝= 0.3		∝= 0.4		∝= 0.5	
0.04		.0334		.0333		.0332		.0331		.0329		.0327
0.05		.0414		.0413		.0413		.0411		.0410		.0407
0.06		.0491		.0491		.0492		.0491		.0490		.0488
0.07		.0567		.0569		.0570		.0570		.0569		.0568
0.08		.0641		.0644		.0647		.0648		.0648		.0647
0.09		.0714		.0719		.0723		.0726		.0727		.0726
0.10		.0785		.0792		.0798		.0802		.0804		.0805
0.11		.0854		.0864		.0872		.0878		.0881		.0883
0.12		.0922		.0934		.0945		.0952		.0958		.0961
0.13	4000	.0987		.1003		.1016		.1026		.1034		.1038
0.14	3600	.1051	4000	.1071		.1087		.1100		.1109		.1115
0.15	2800	.1114	3600	.1137		.1156		.1172		.1184		.1192
0.16	2400	.1175		.1202	4000	.1225		.1243		.1258		.1268
0.17		.2134	2800	.1265	3600	.1292		.1314		.1331		.1343
0.18			2400	.1327		.1358	4000	.1384		.1404		.1418
0.19				.1388	2800	.1424	3600	.1453		.1476		.1493
0.20					2400	.1488		.1521		.1547		.1568
0.21						.1551		.1588	4000	.1619		.1641
0.22							2800	.1655		.1689		.1715
0.23							2400	.1721	3600	.1759		.1788
0.24								.1785		.1828		.1861
0.25										.1897		.1933
0.26									2800	.1964	4000	.2005
0.27									2400	.2032	3600	.2076
0.28										.2099		.2147
0.29												.2218
0.30												.2288
0.31											2800	.2358
0.32											2400	.2427
0.33												.2496

$A_s = \omega b.d \frac{f_{cu}}{f_y}$. $R = \frac{M_u}{f_{cu} b.d^2}$. $\omega_{max} = \mu_{max} \frac{f_y}{f_{cu}(1-\propto)}$.

$As^{-} = \propto A_s$.

Ultimate Limit Design charts for Simple Bending or Eccentric force with Big Eccentricity

(All Grades of Steel and Concrete)

CHART 1

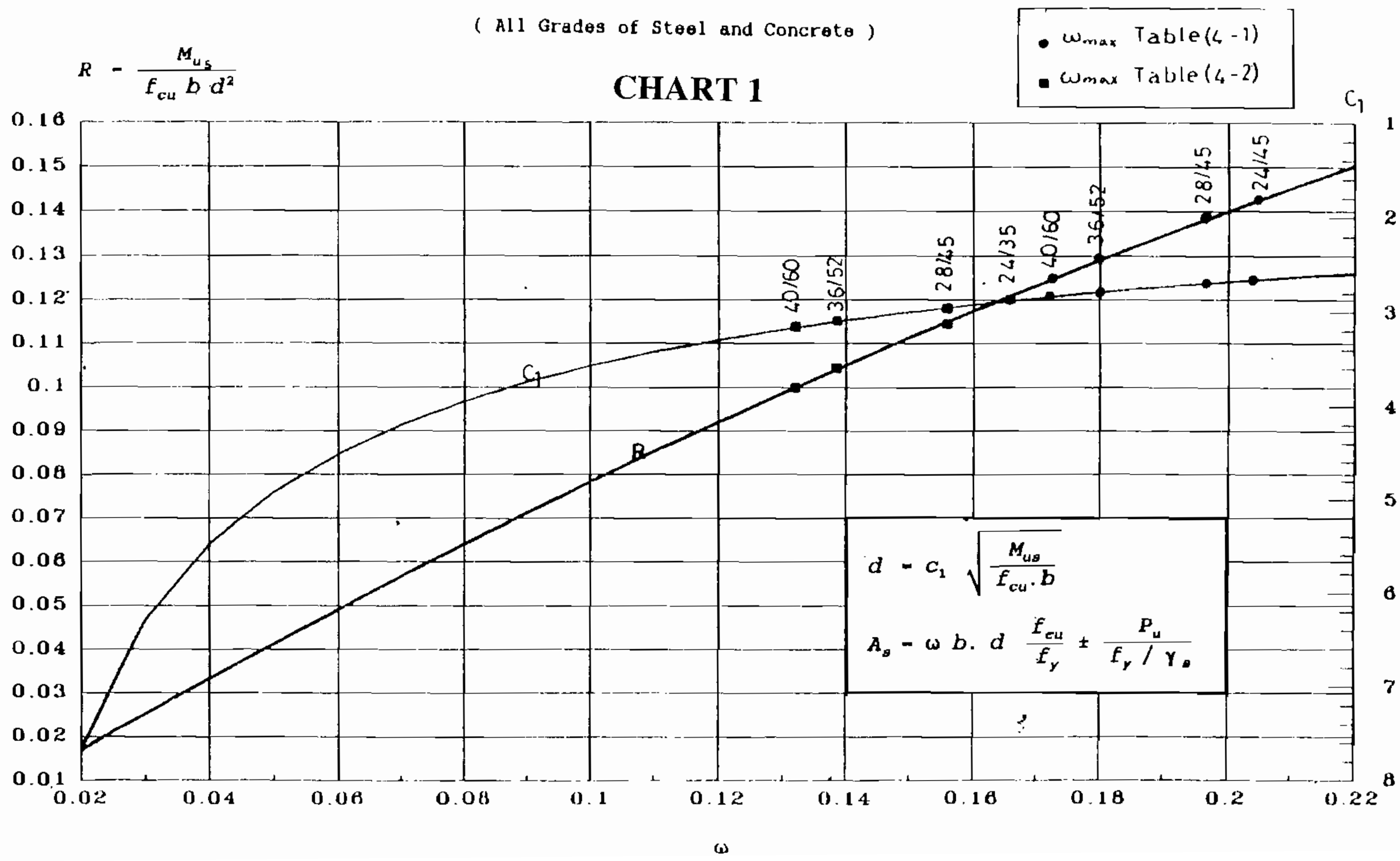


CHART 2

Ultimate Limit Design Chart for Simple Bending & Eccentric Force with Big Eccentricity

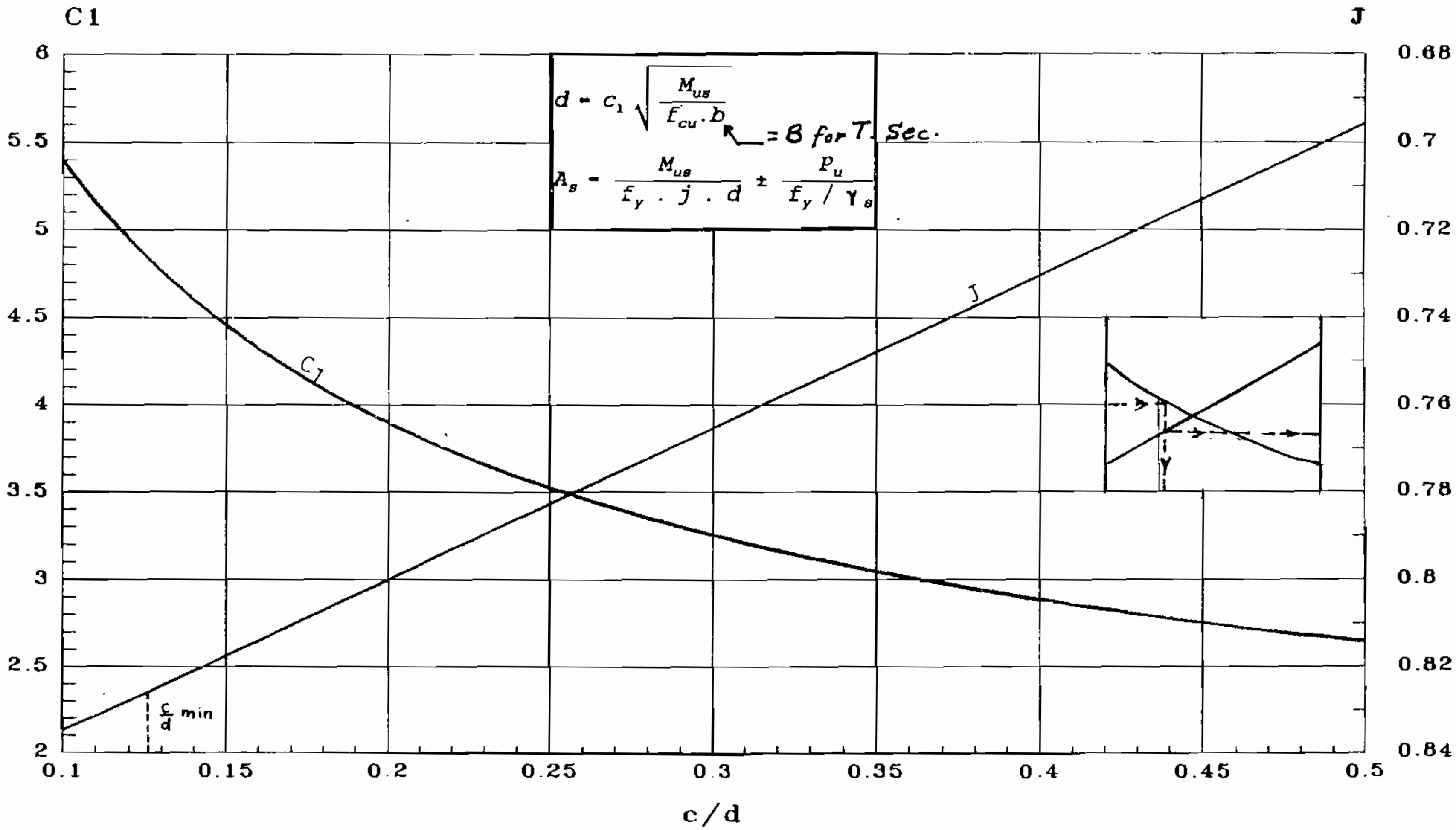


CHART 3

Ultimate Limit Design Charts
Simple Bending & Eccentric Force (Tension Failure)

(All Grades of Steel and Concrete)

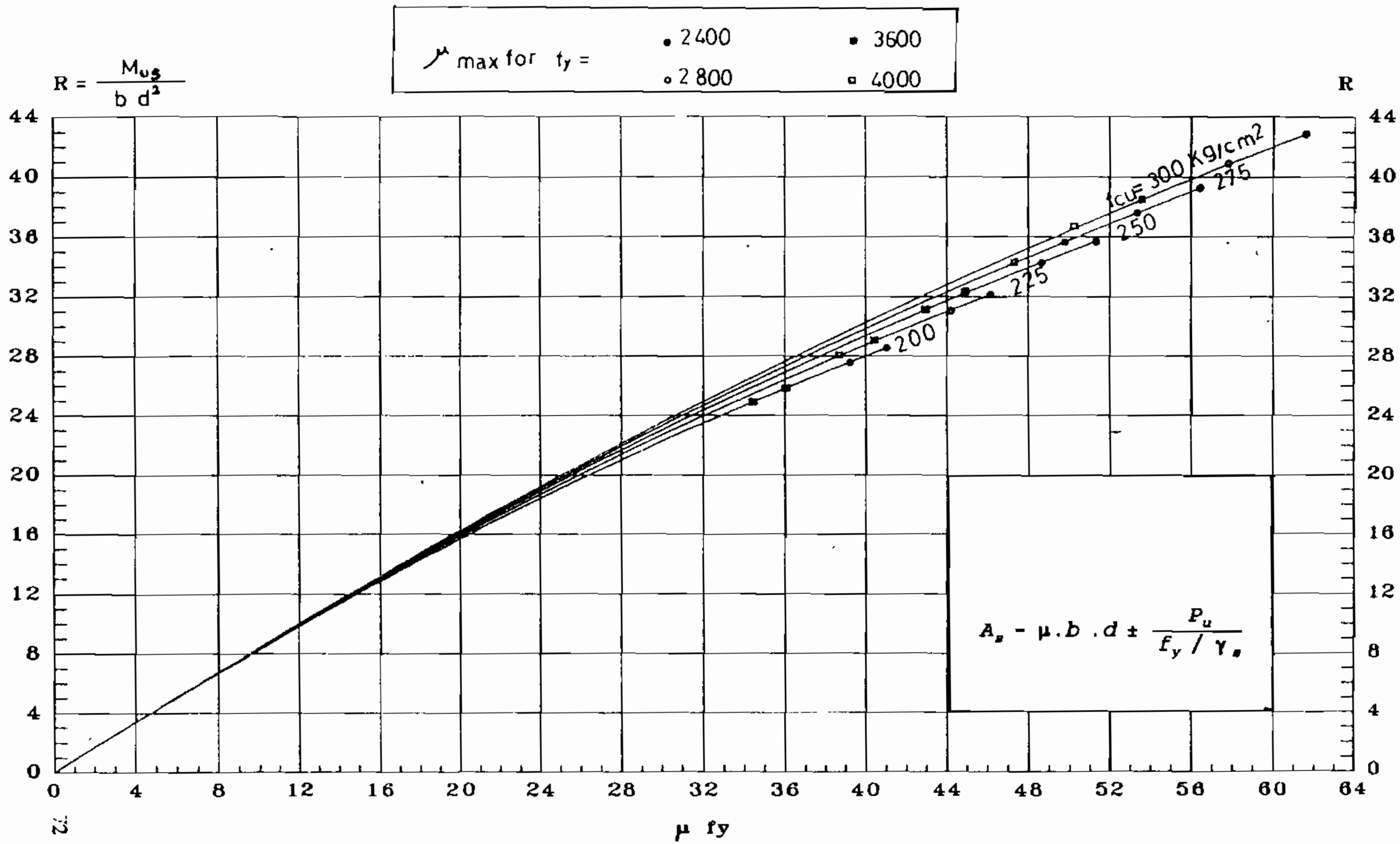


CHART 4

Ultimate Limit Design Charts for Simple Bending and Eccentric Force with Big Eccentricity

$f_y = 2400\ kg/cm^2$ $f_y = 3600\ kg/cm^2$

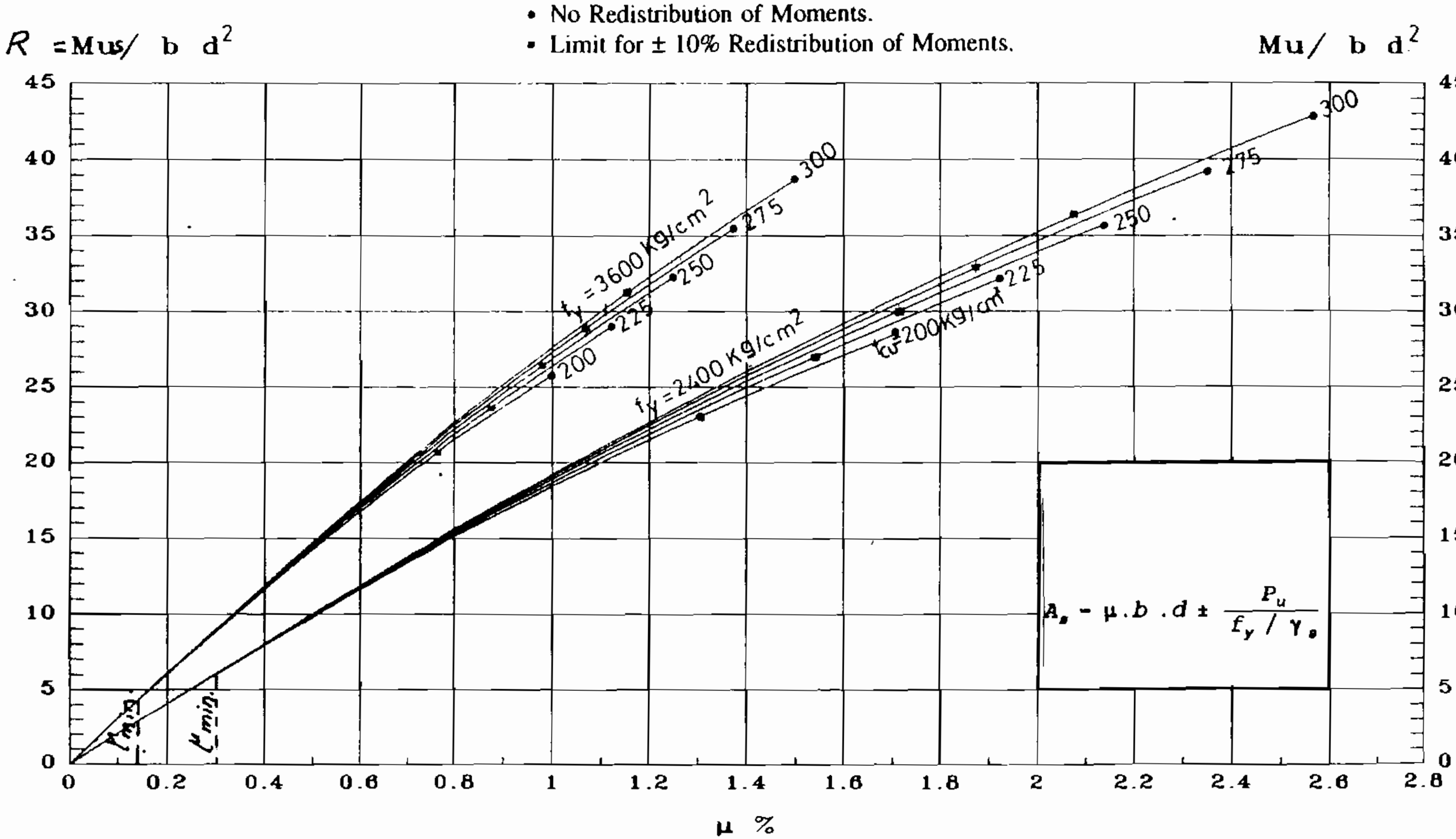


CHART 5

Ultimate limit Design chart for Simple Bending & Eccentric Force with big eccentricity.

Fy = 2800 kg/cm^2 Fy= 4000 kg/cm^2

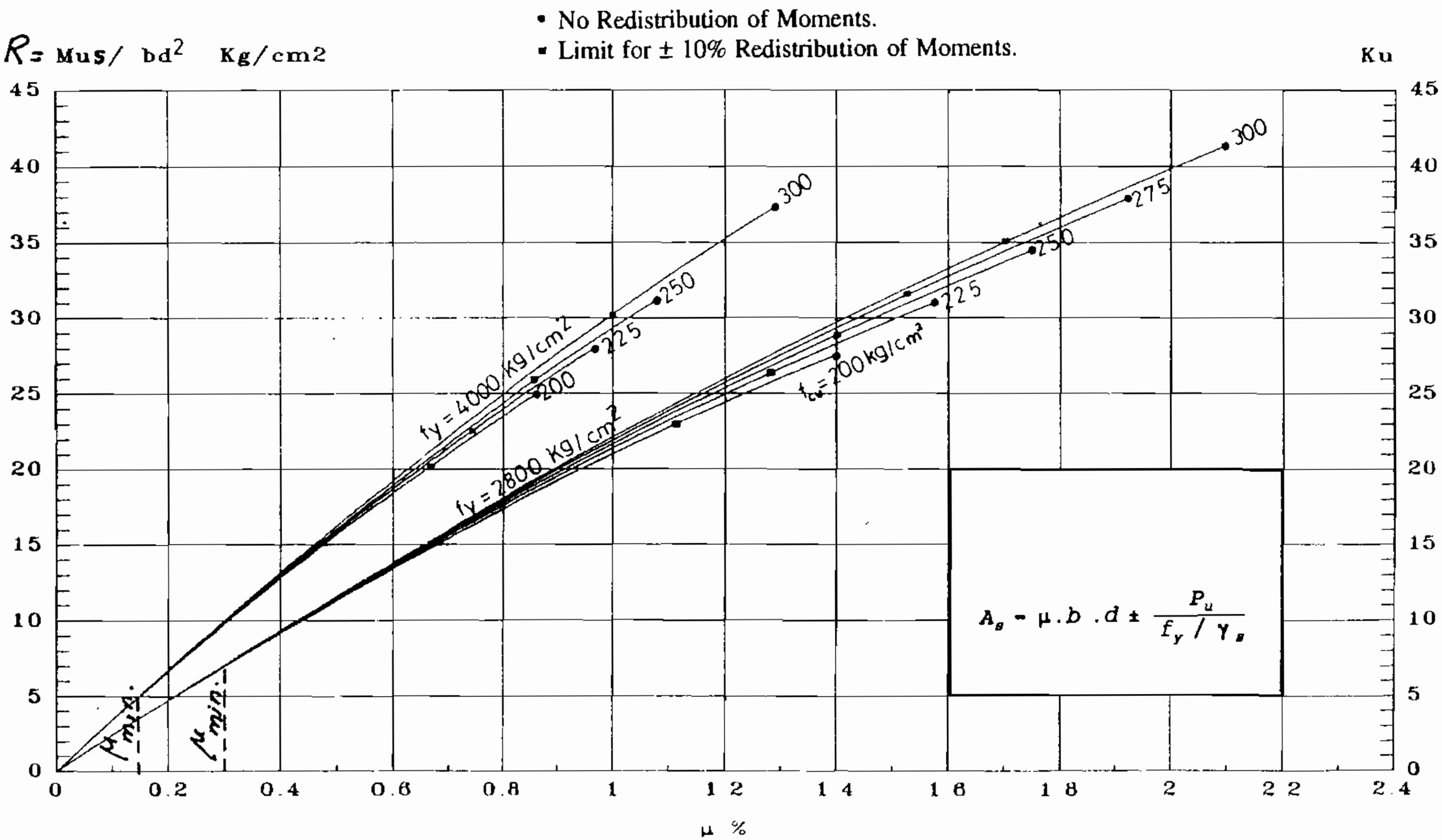


CHART 6

Design of R.C rectangular sections with compression Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity

$f_y = 2400\ kg/cm^2$ $d/d' = .05$

• No Redistribution of Moments.
▪ Limit for ± 10% Redistribution of Moments.

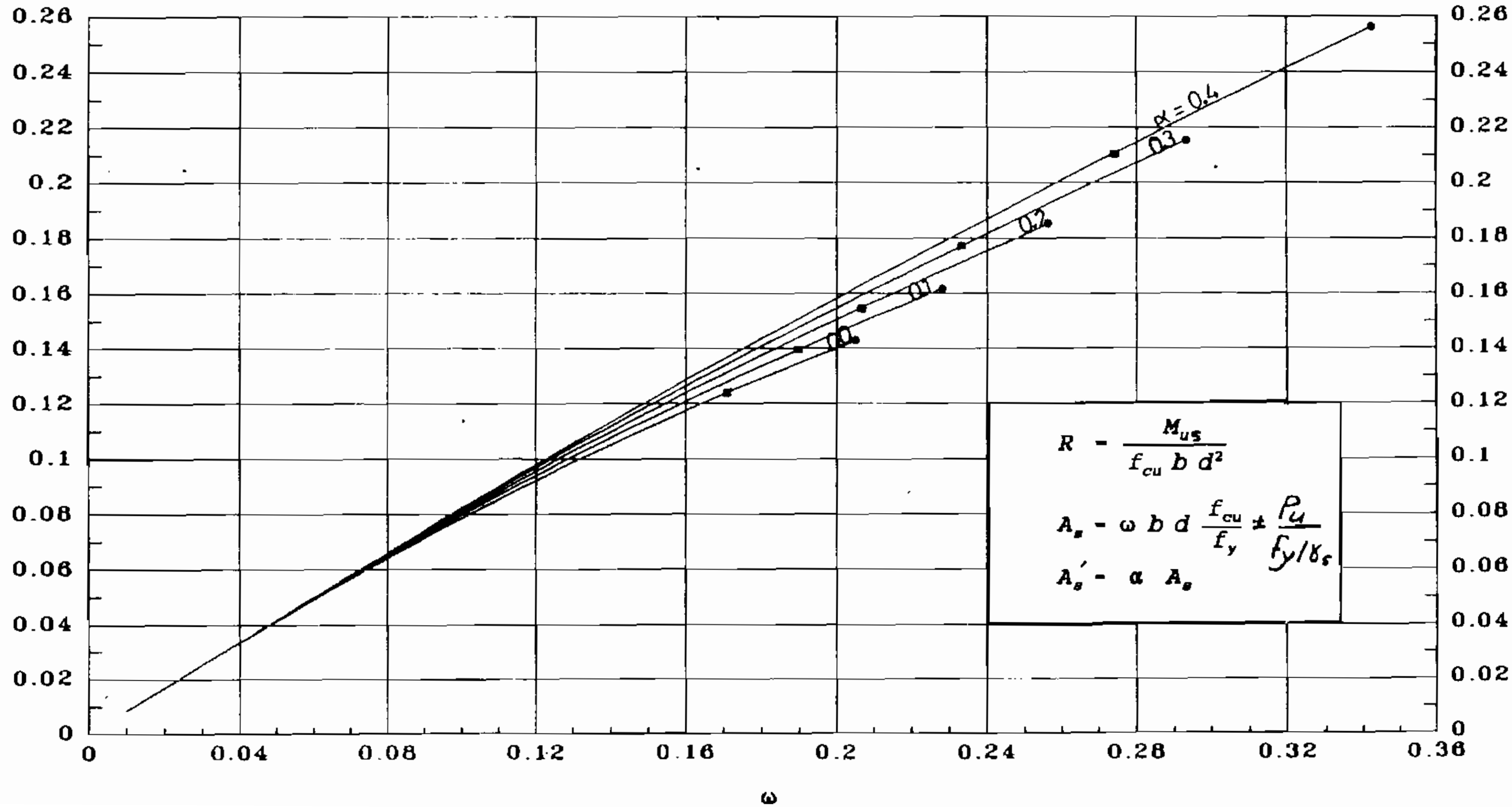


CHART 7

Design of R.C rectangular sections with compression Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity

fy=2800 kg/cm² d/d'= .05

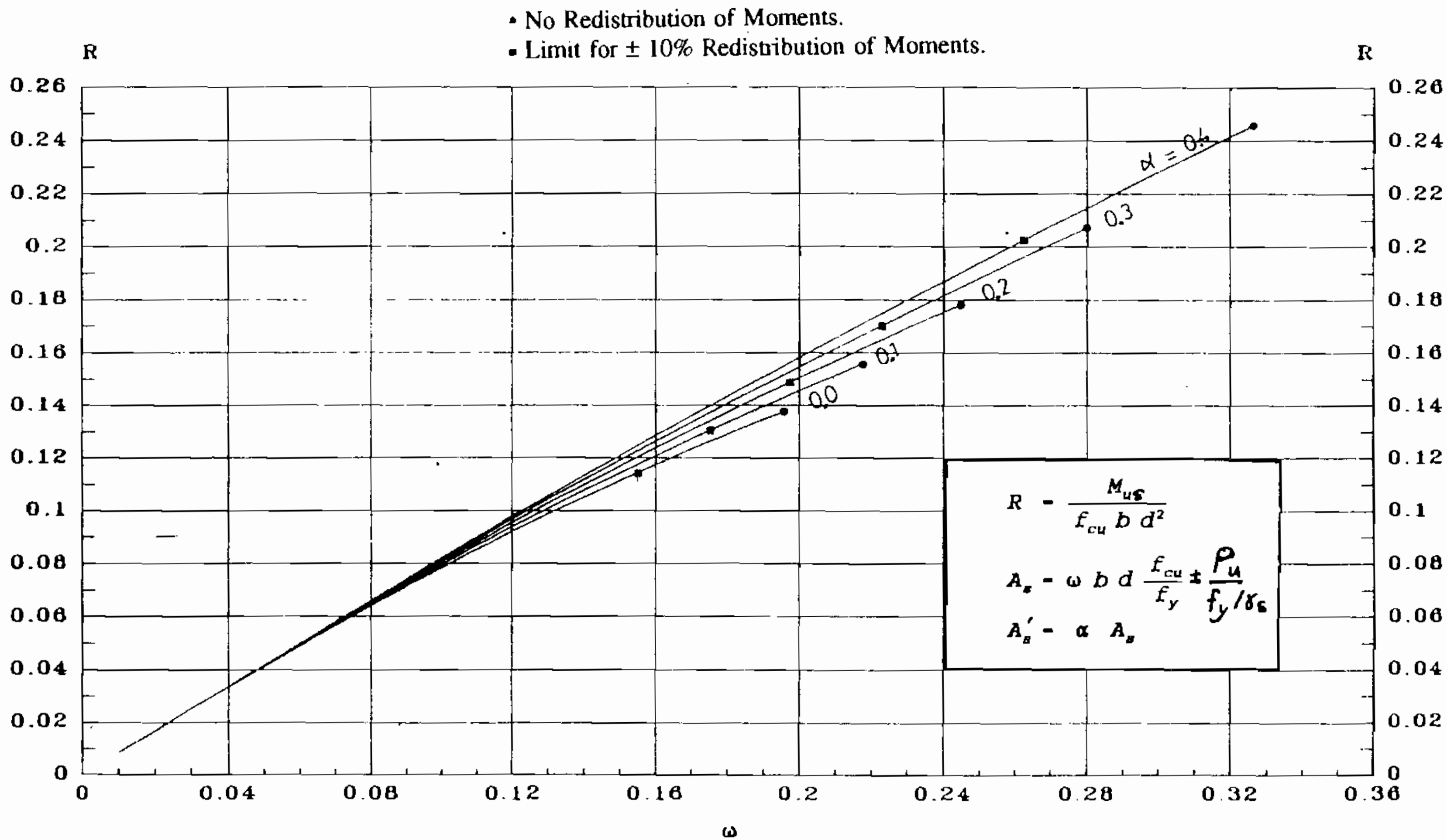


CHART 8

Design of R.C rectangular sections with compression Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity

$f_y = 3600\ kg/cm^2$ $\qquad d/d' = .05$

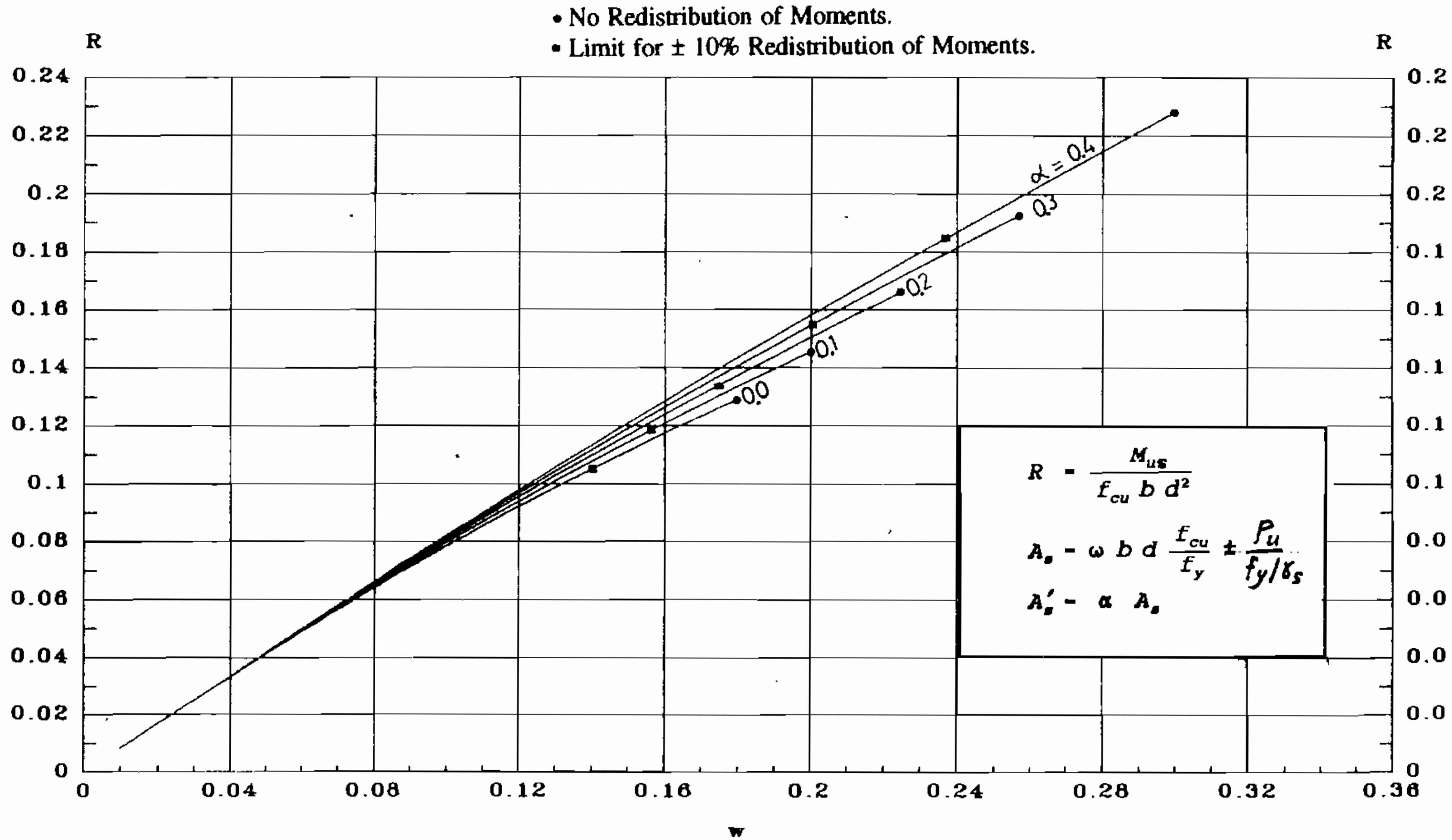


CHART 9

Design of R.C rectangular sections with compression Reinforcement subjected to simple bending or big eccentricity

$f_y = 4000\ kg/cm^2$ $\qquad$ $d/d' = .05$

• No Redistribution of Moments.

• Limit for ± 10% Redistribution of Moments.

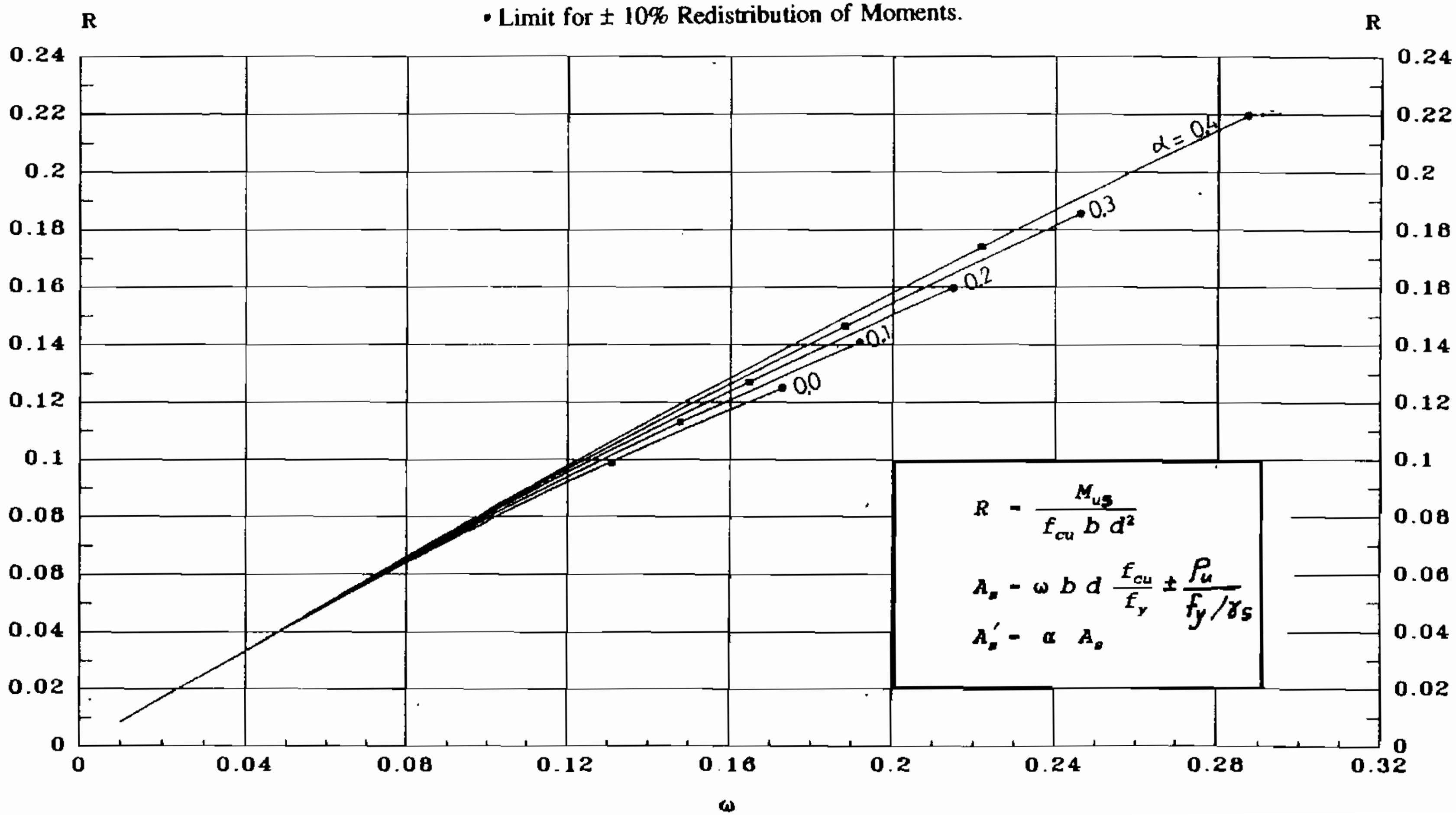
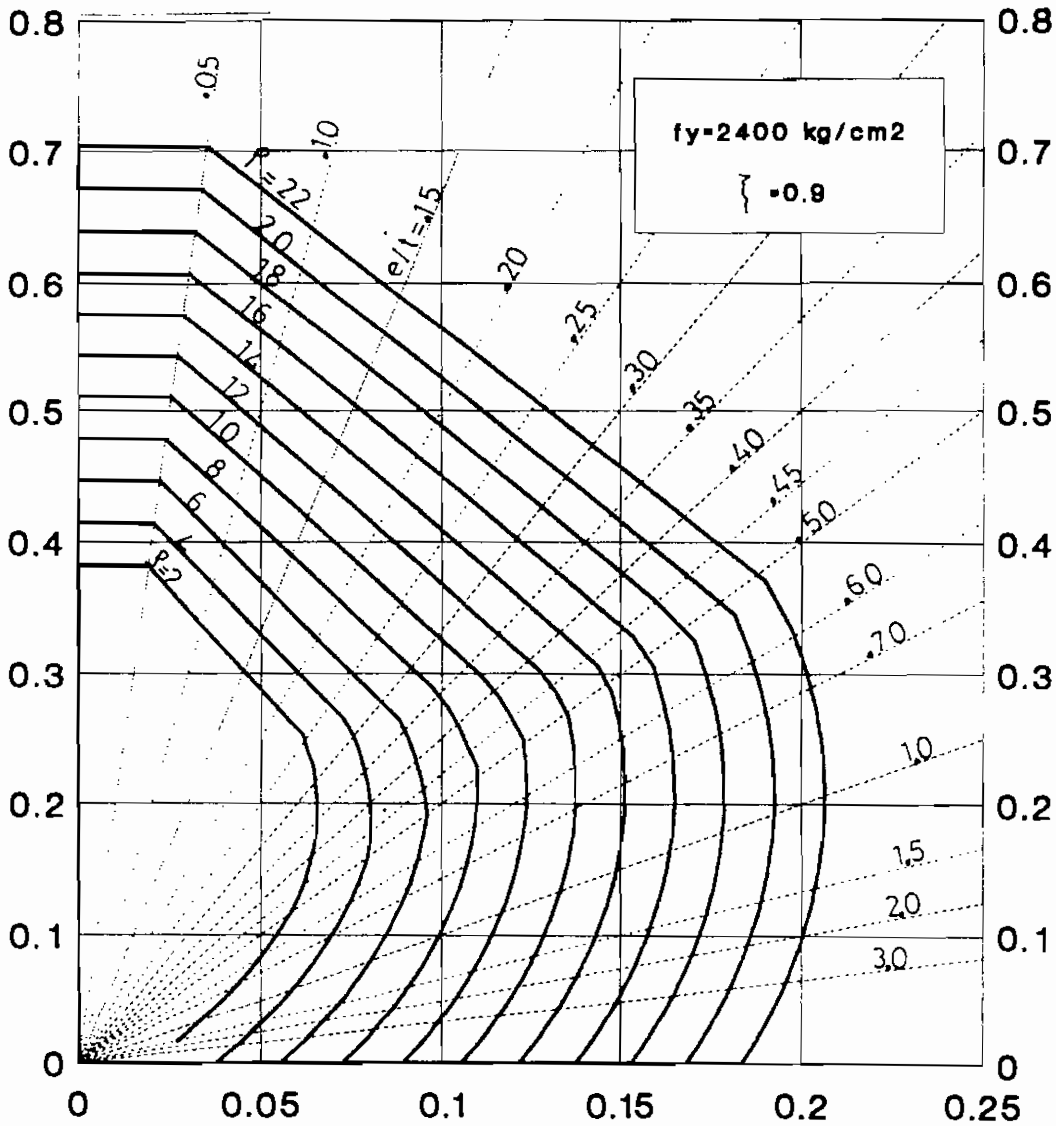


CHART 1

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force

(uniformally distributed steel)

$k = \frac{P_u}{f_{cu}\, b\, t}$



$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu}\, b\, t^2}$

$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_{s(total)} = \mu\, b\, t$

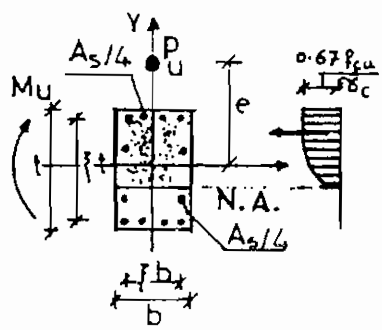
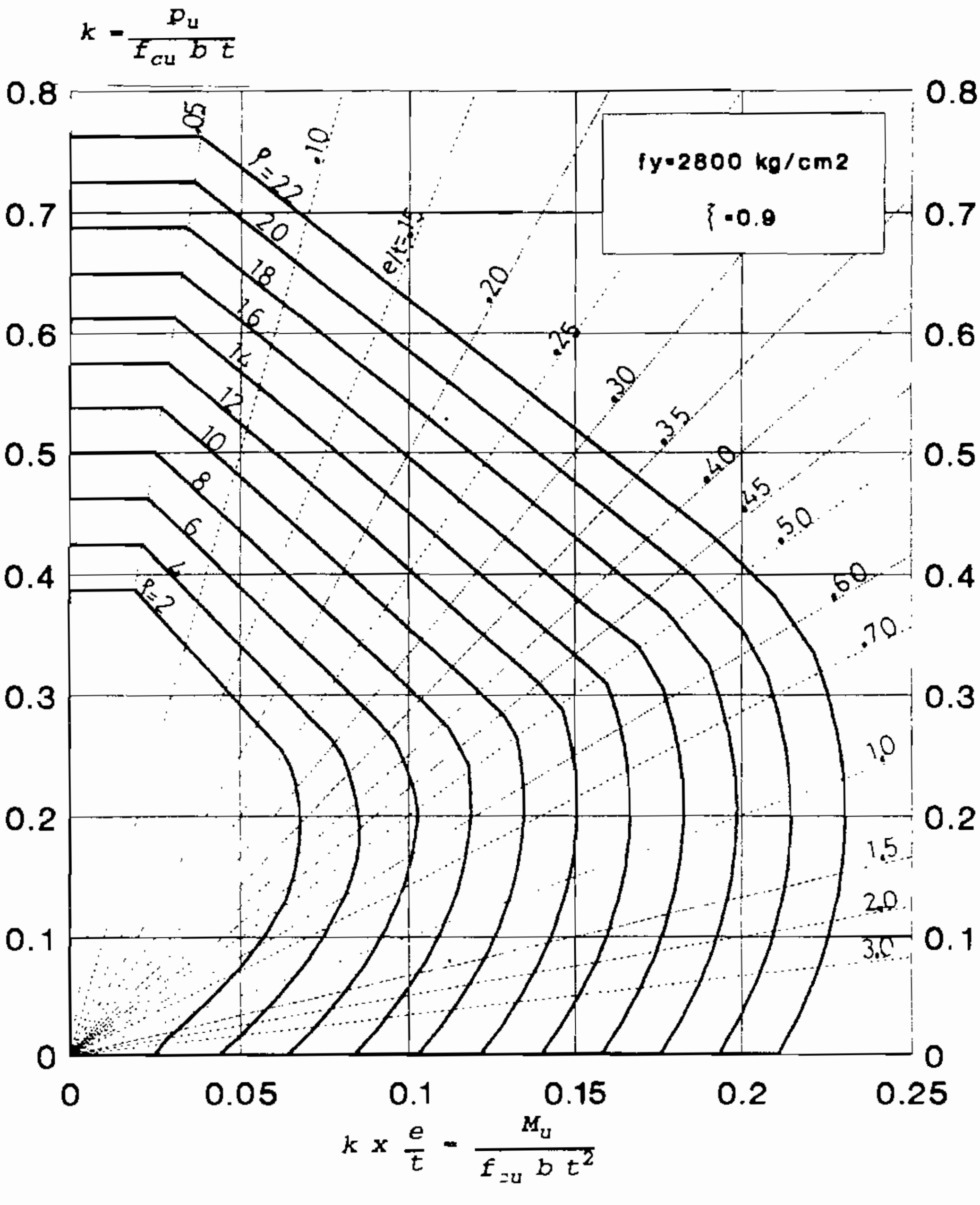


CHART 2

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric force
(uniformally Distributed Steel)



$\mu = \rho \; f_{cu} \; 10^{-5}$

$A_{s(total)} = \mu \; b \; t$

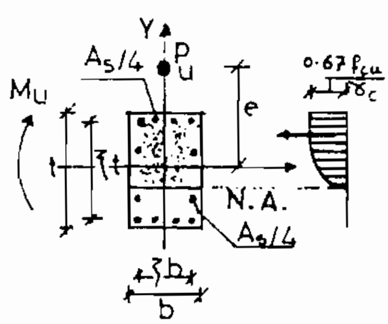
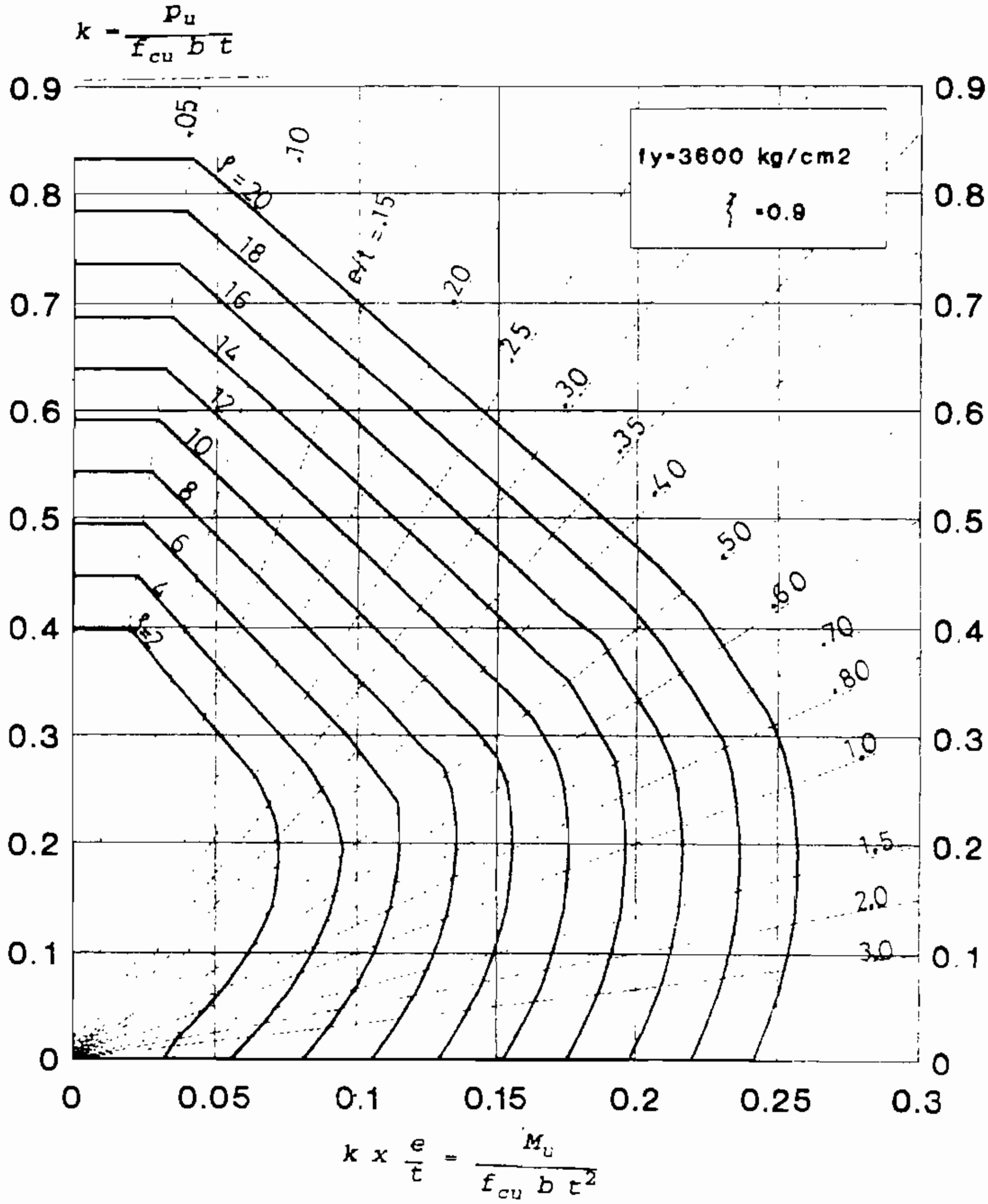
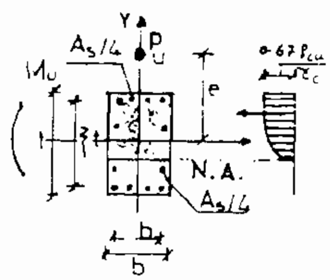


CHART 3

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Forces

(Unifomally Distributed Steel)



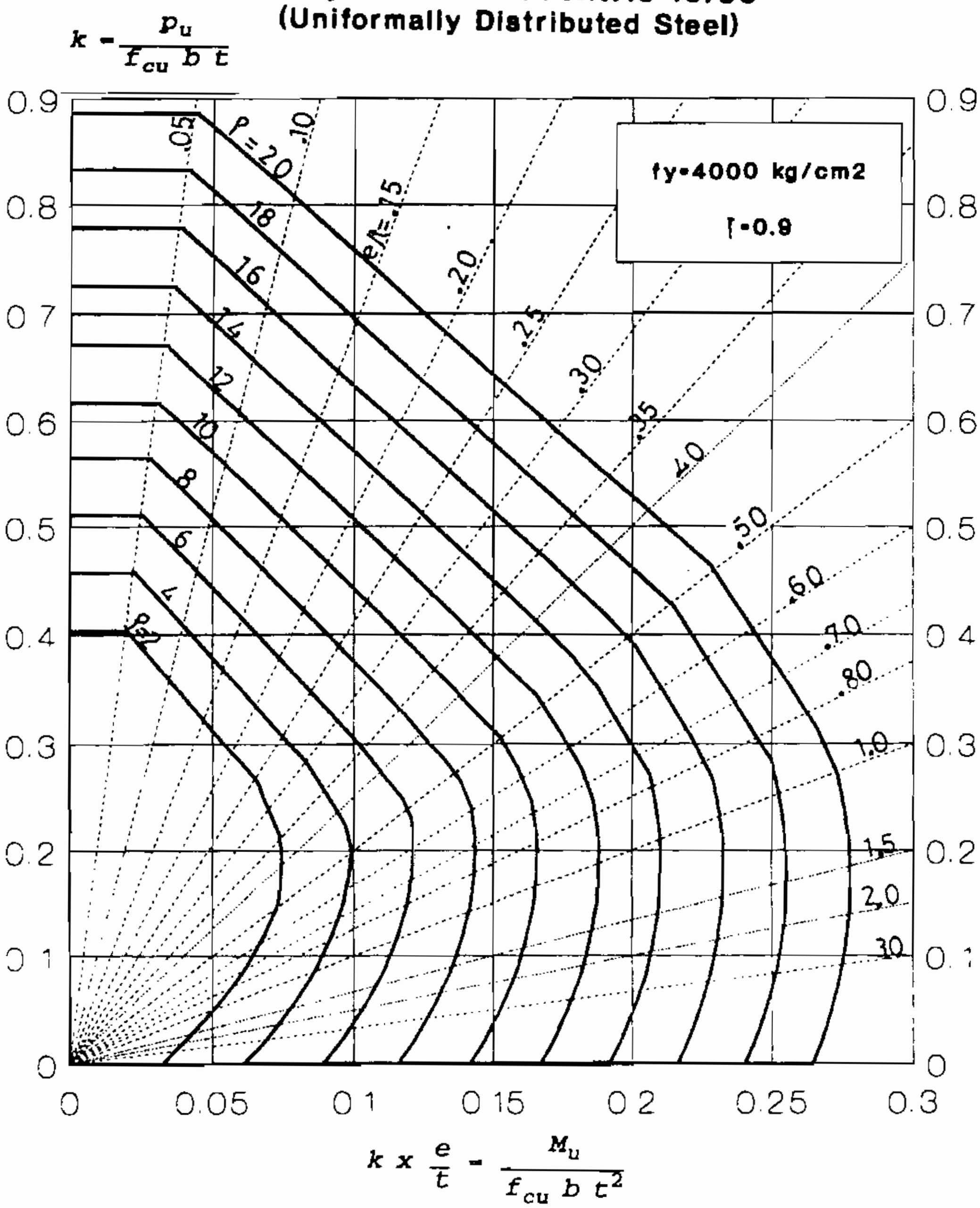


$\mu = \rho \, f_{cu} \; 10^{-5}$

$A_{s\,total} = \mu \, b \, t$

CHART 4

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric force
(Uniformally Distributed Steel)



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_{s(total)} = \mu\, b\, t$

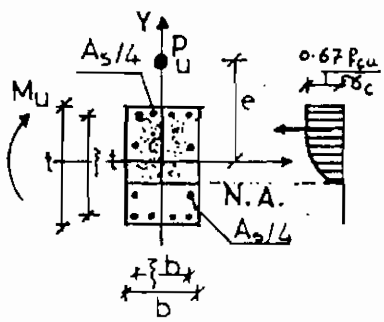
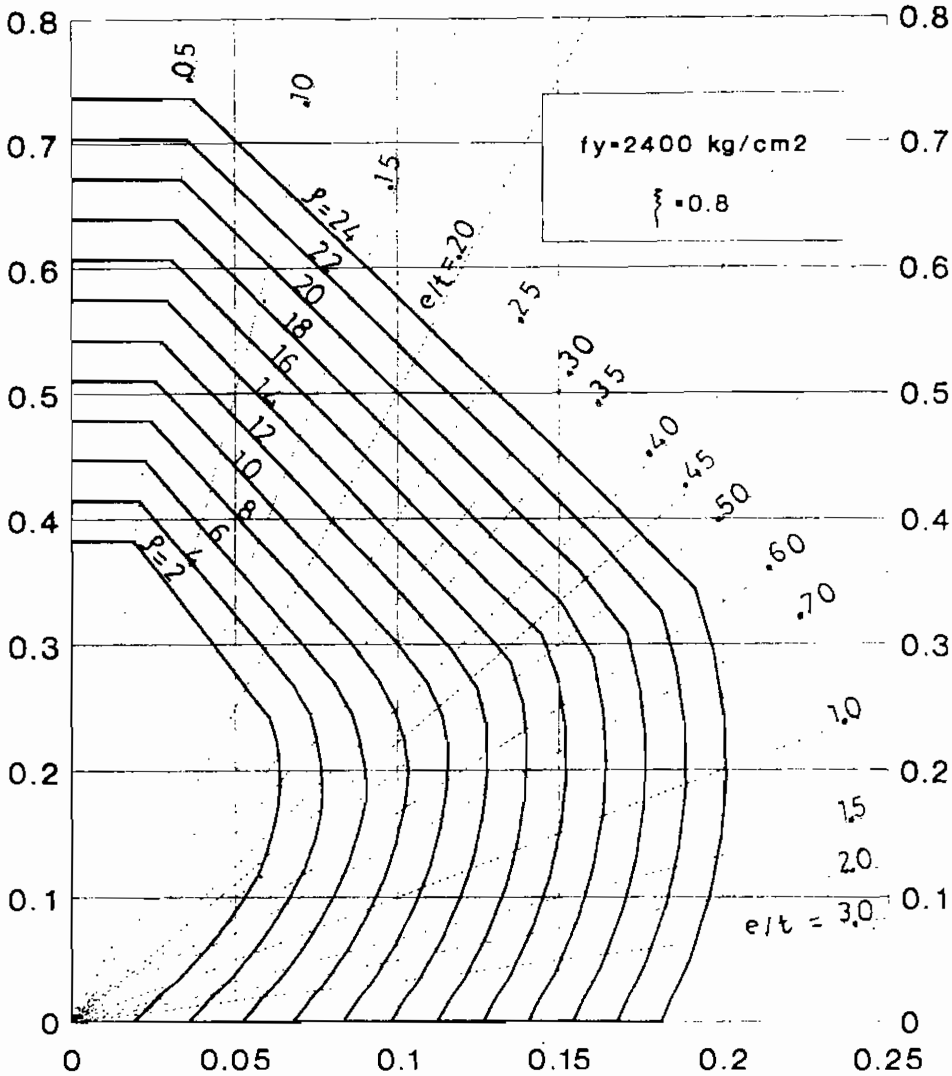


CHART 5

Ulitmate Limit Design Charts for Section Subjected to Eccentric Force
(Uniformally Distributed Steel)

$k = \frac{p_u}{f_{cu}\, b\, t}$



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu}\, b\, t^2}$$

$$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$$

$$A_{s(total)} = \mu\ b\ t$$

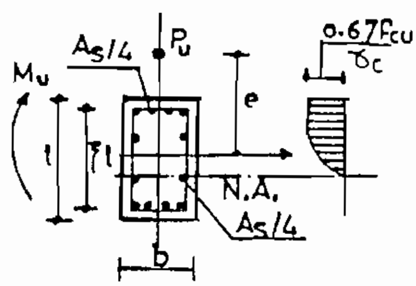
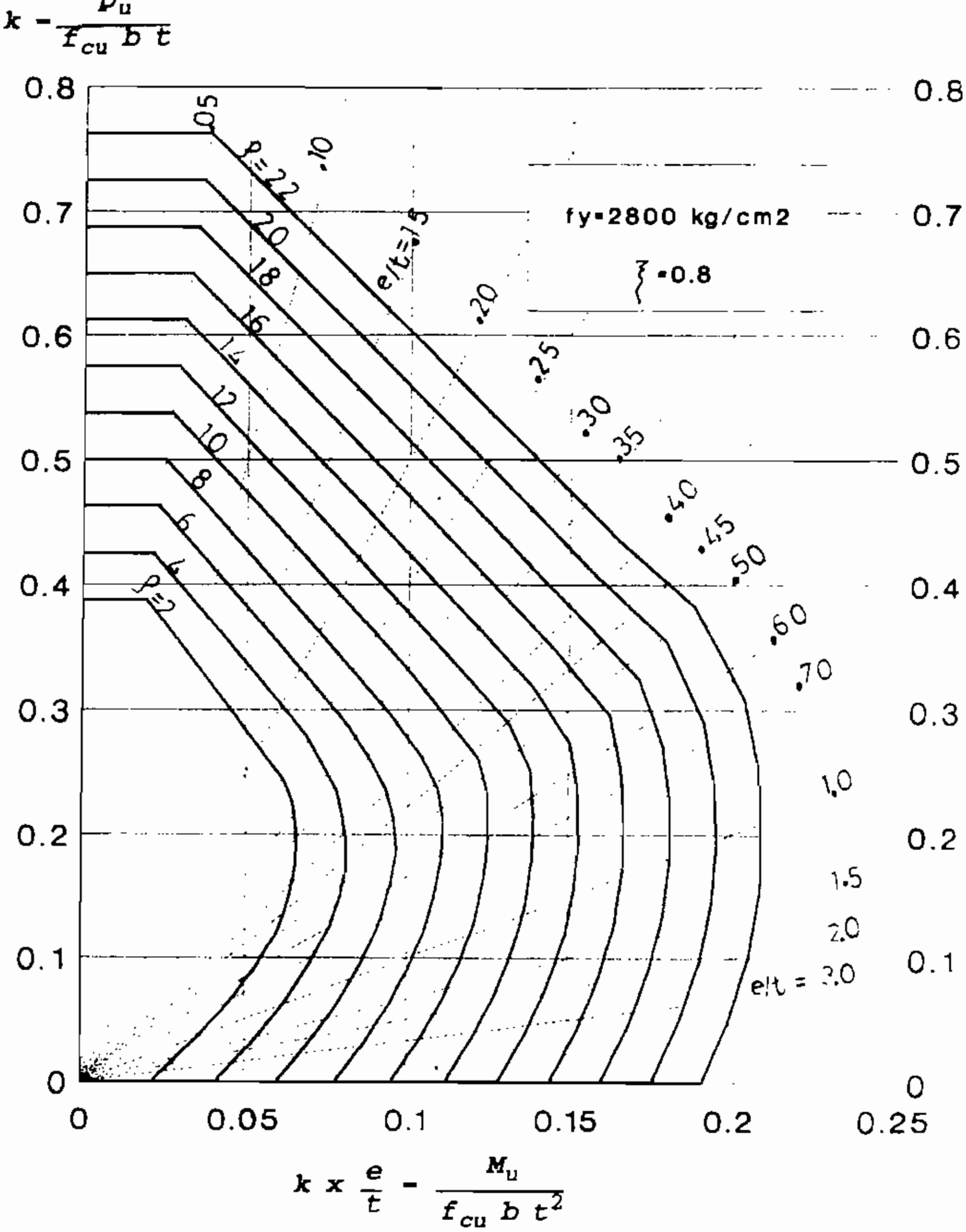


CHART 6

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force
(Uniformally Distributed Steel)



$$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$$

$$A_{s(total)} = \mu \; b \; t$$

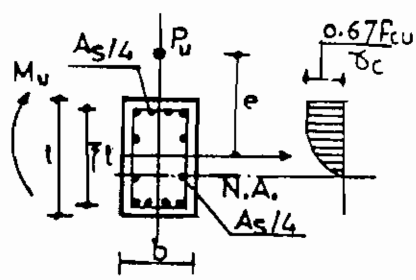
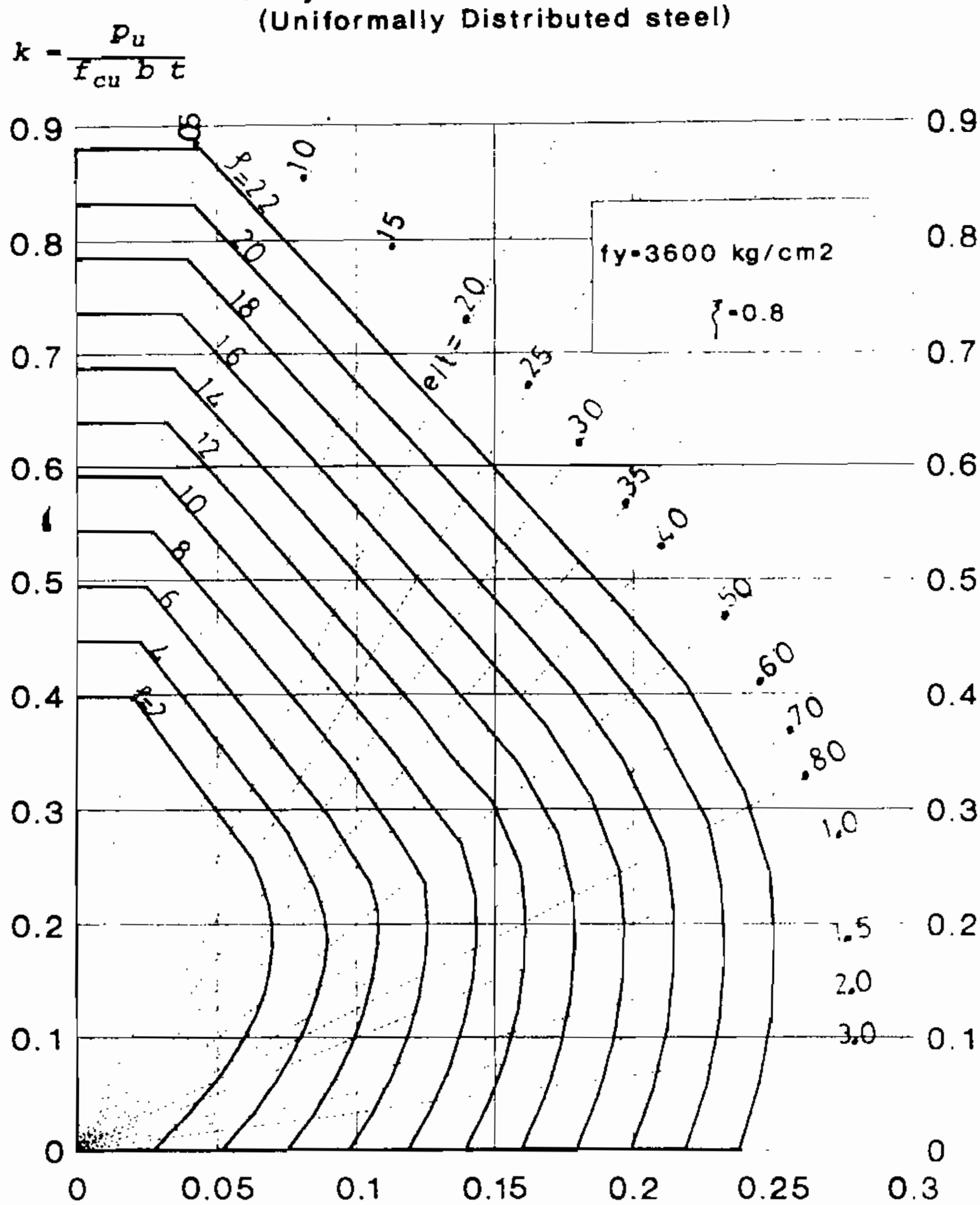


CHART 7

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force
(Uniformally Distributed steel)



$$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu}\ b\ t^2}$$

$$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$$

$$A_{s(total)} = \mu\ b\ t$$

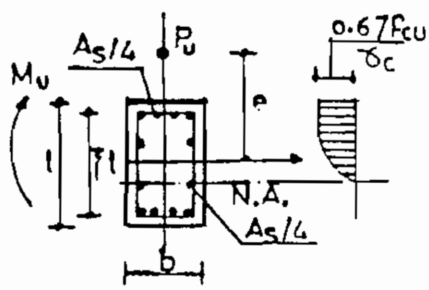
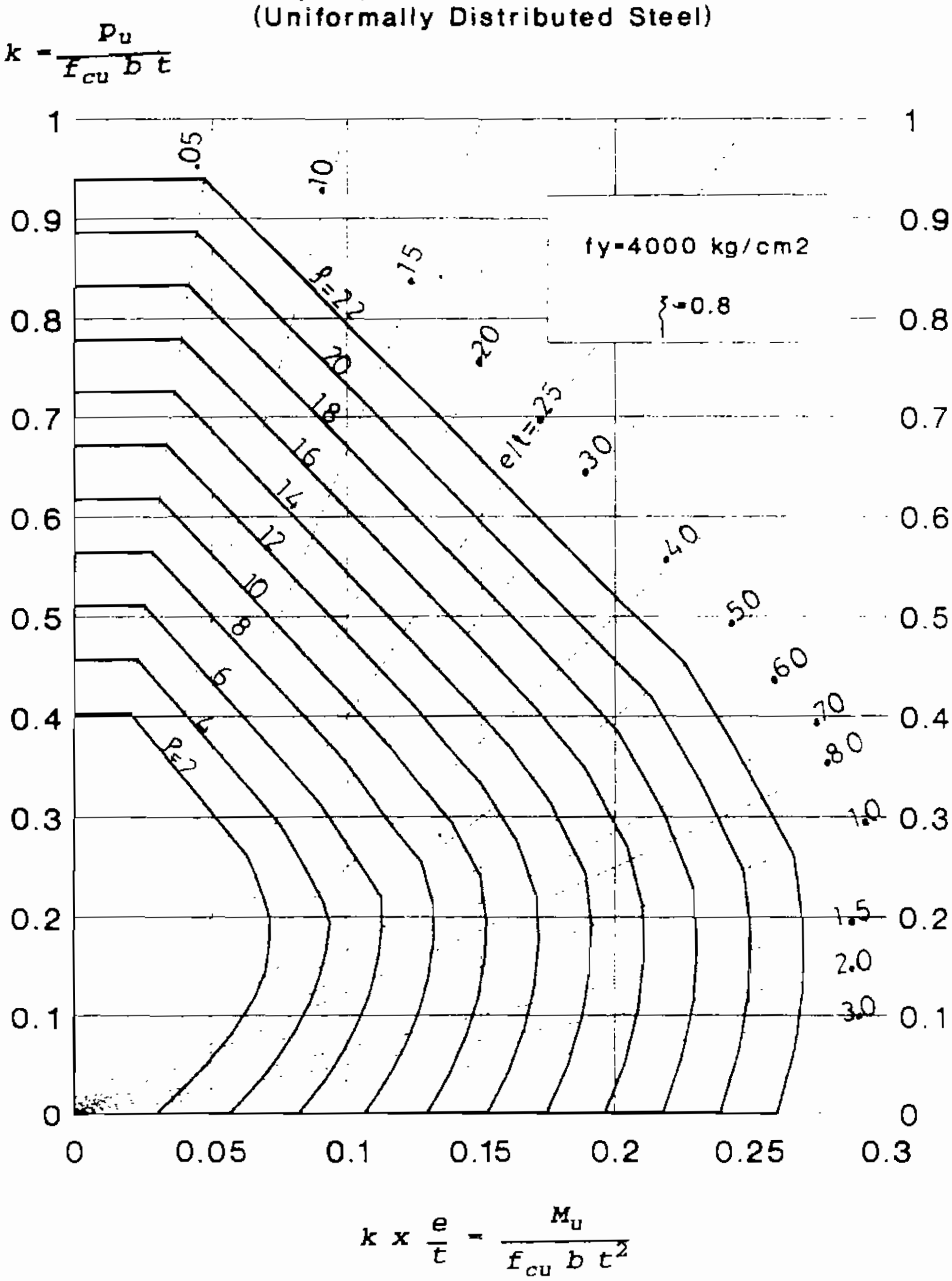


CHART 8

Ultimate Limit Design Charts For Section Subjected to Eccentric Force
(Uniformally Distributed Steel)



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_{s(total)} = \mu\ b\ t$

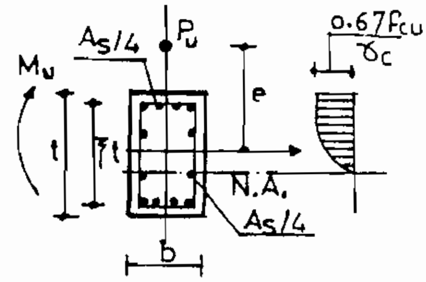
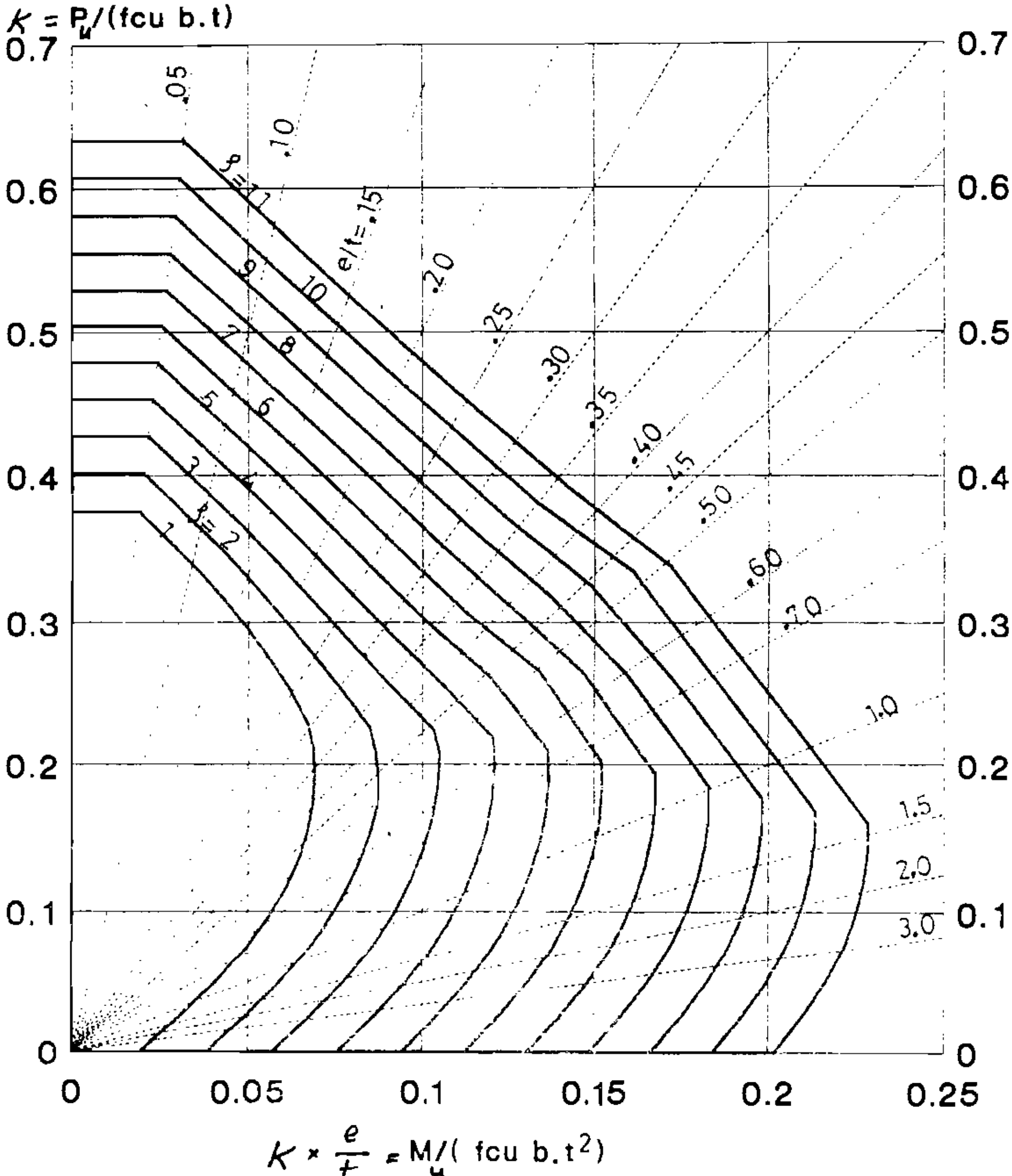


CHART 9

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=2400 Kg/cm^2 ζ=.9 α=0.6



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, b \, t$

$A_s' = \alpha A_s$

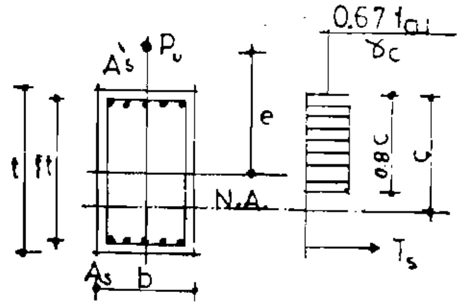
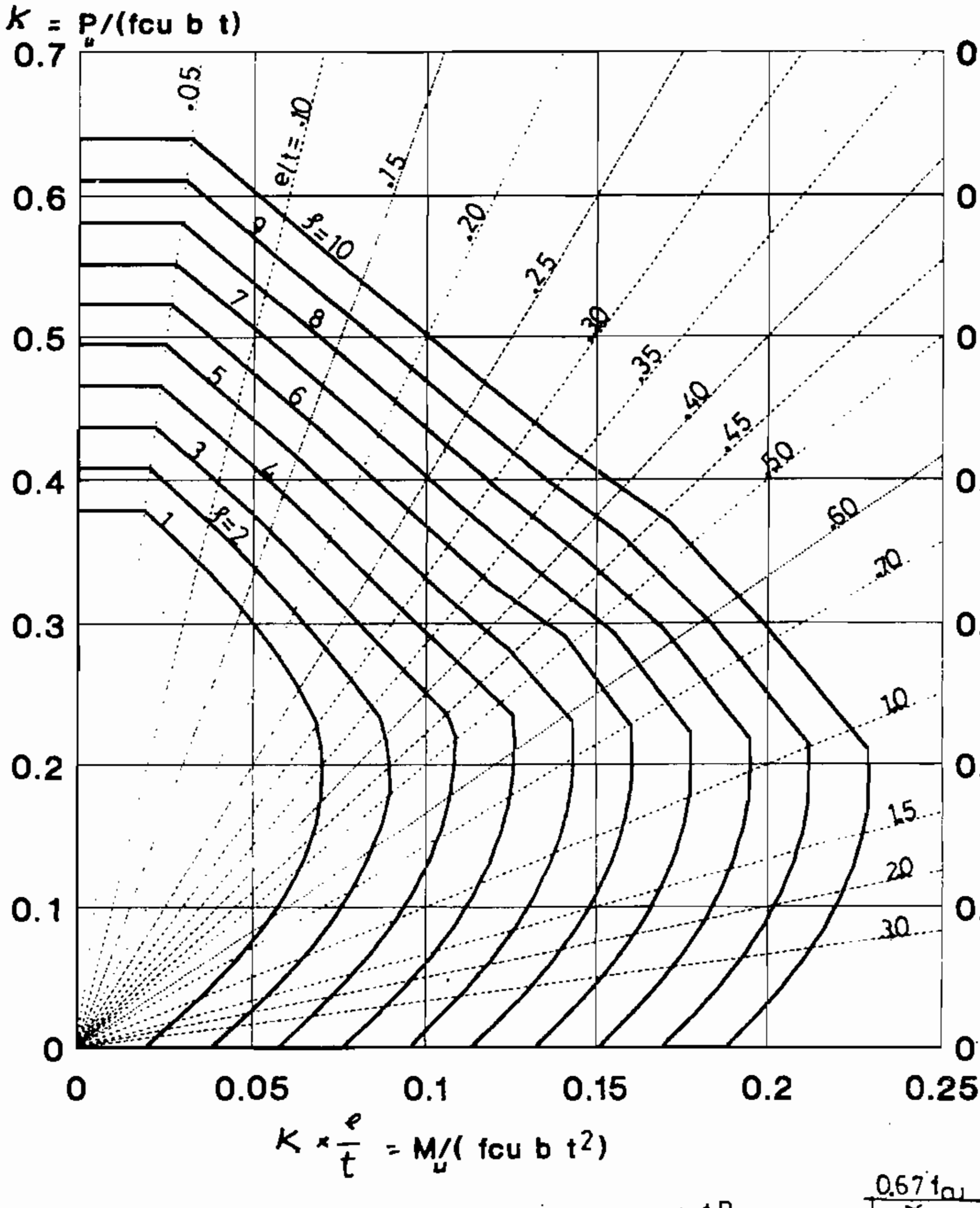


CHART 10

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=2400 Kg/cm² ξ=.9 α=0.8



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A'_s = \alpha\ A_s$

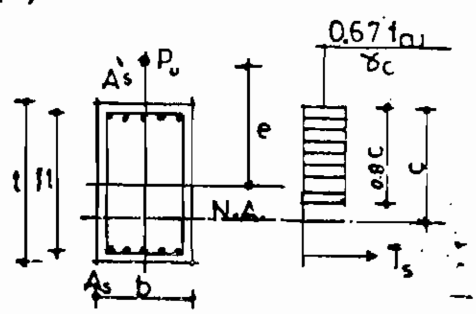
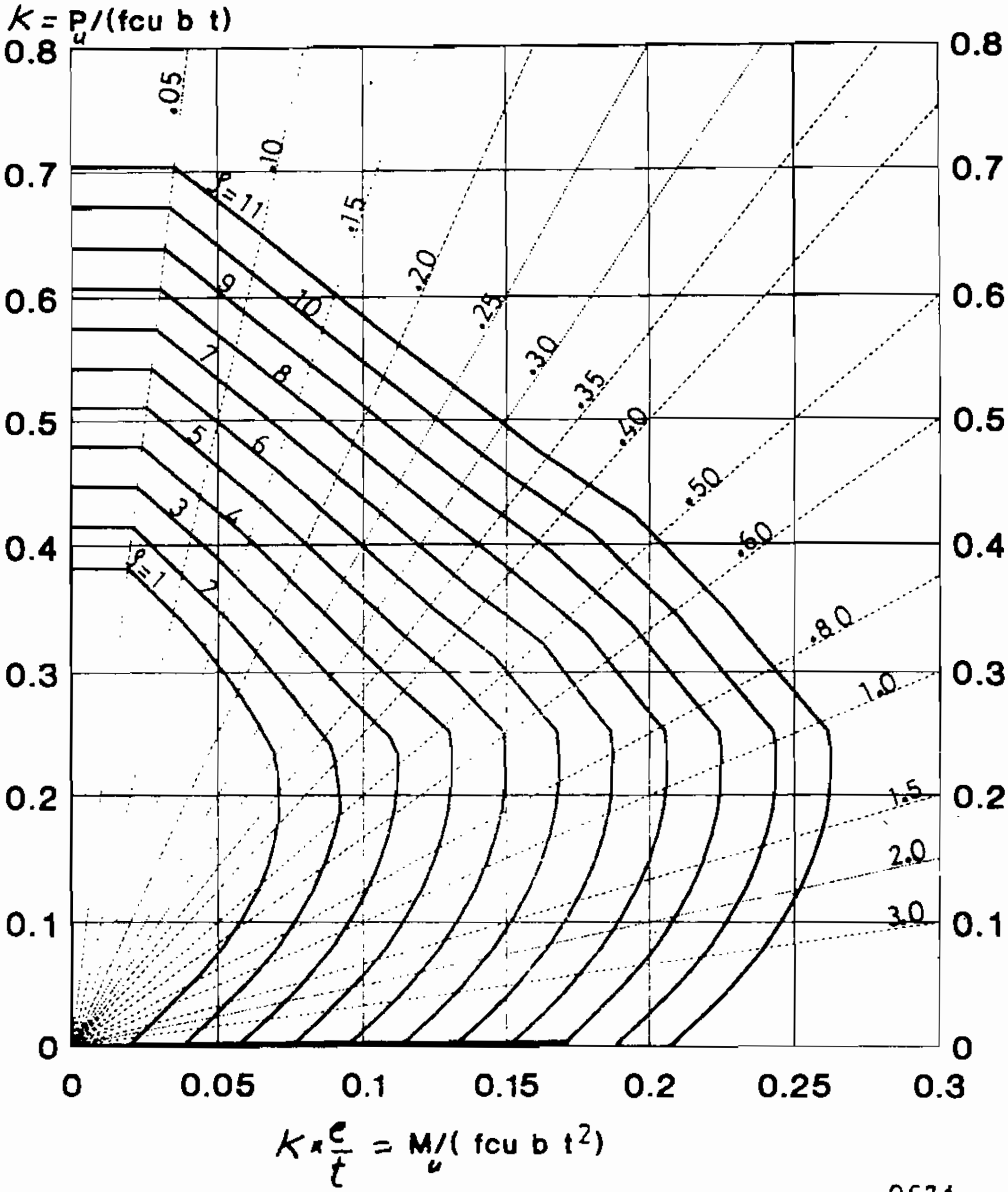


CHART 11

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

$f_y = 2400\ kg/cm^2$ $\quad \zeta = .9 \quad \alpha = 1.0$



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s' = A_s = \mu\ b\ t$

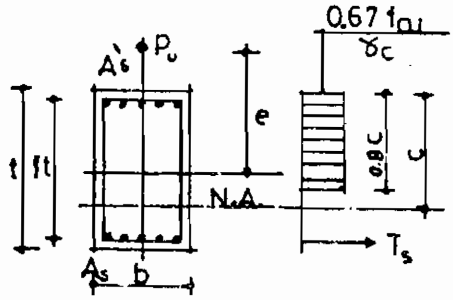
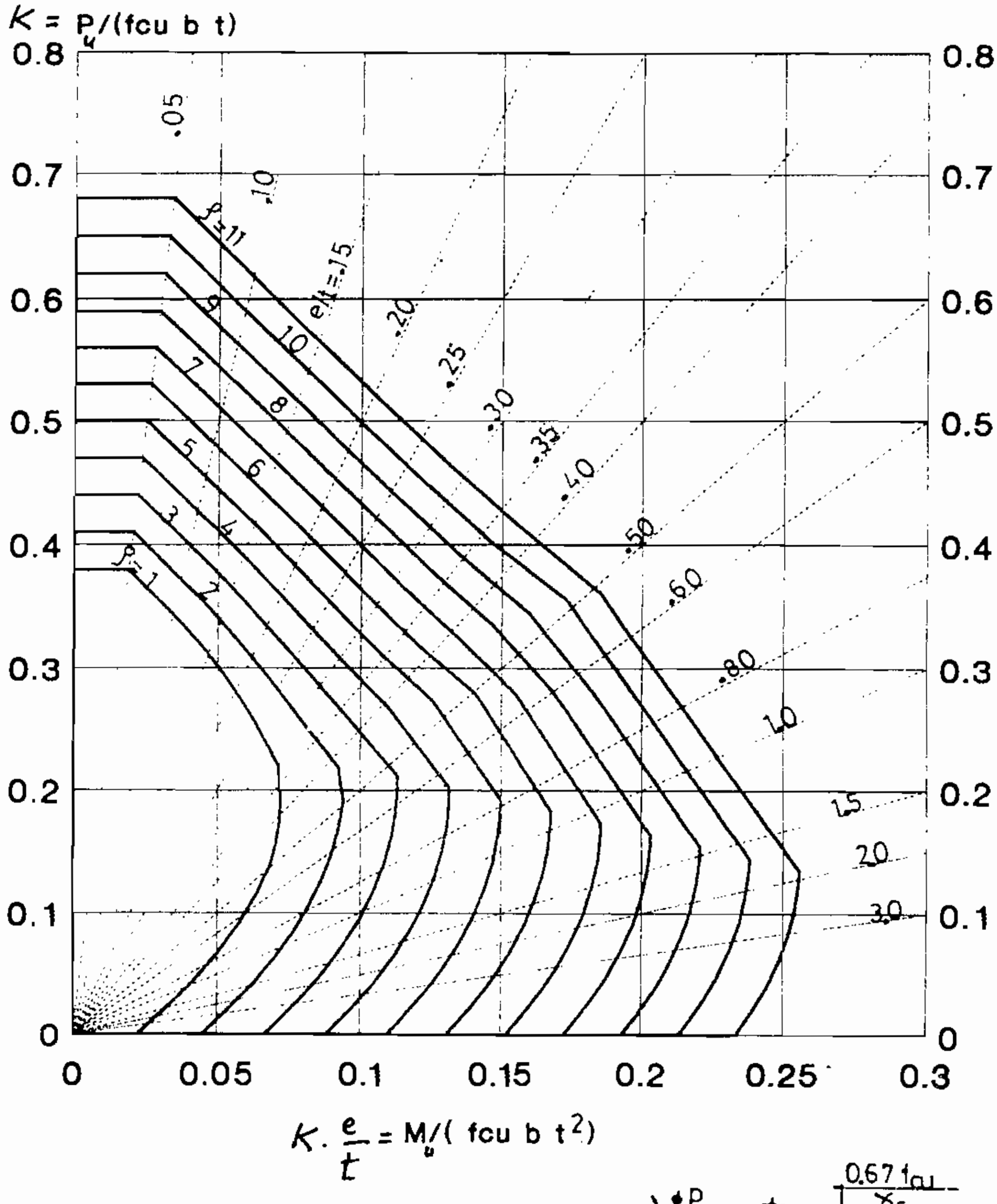


CHART 12

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

fy=2800 kg/cm2   ξ=.9   α=0.6



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, b \, t$

$A_s' = \alpha A_s$

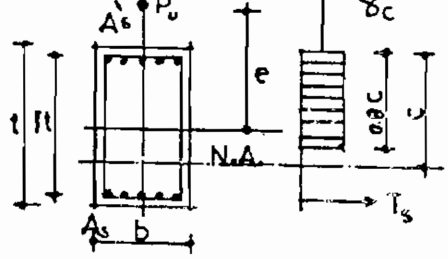
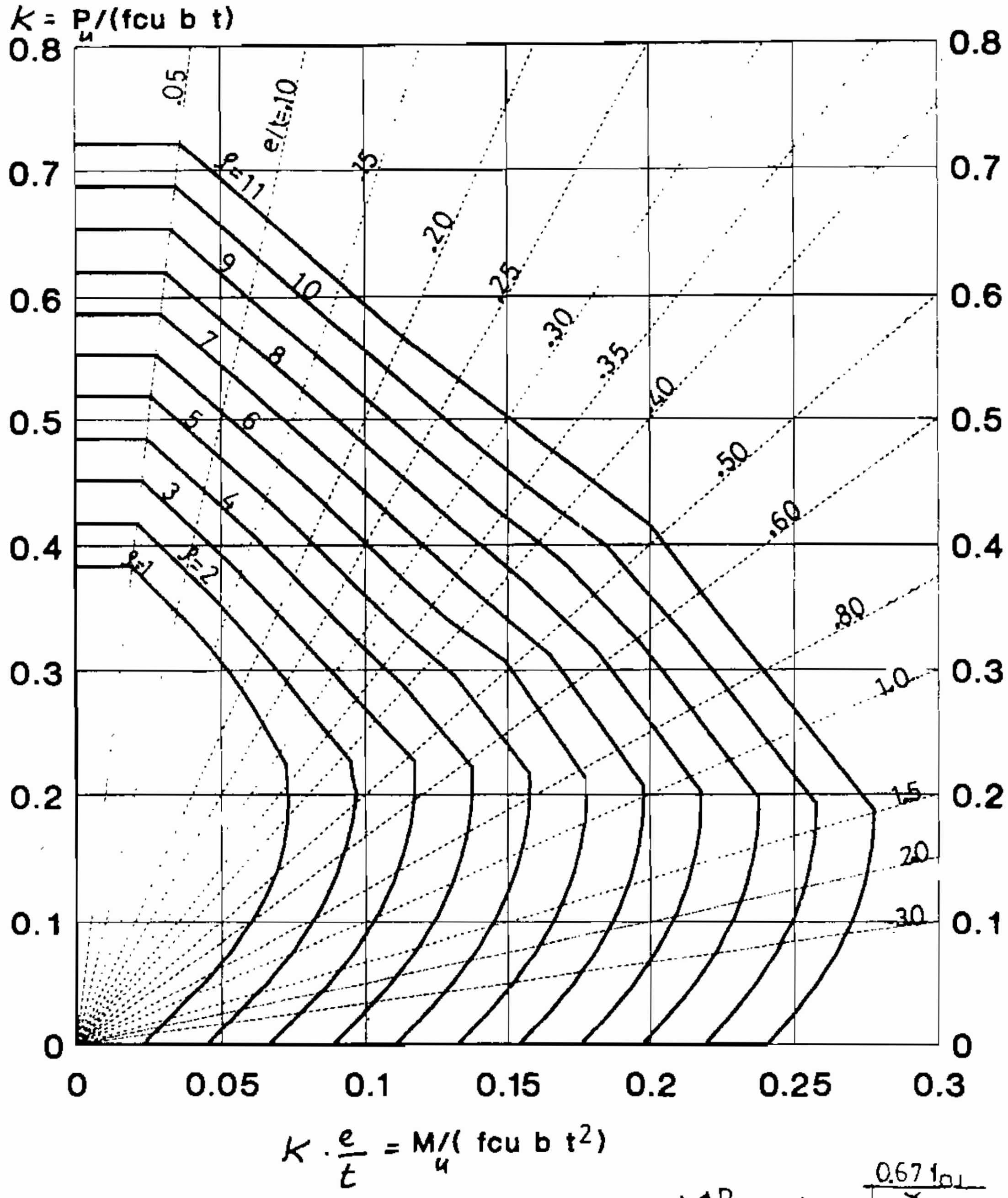


CHART 13

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

fy=2800 kg/cm^2 ξ=.9 α=0.8



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

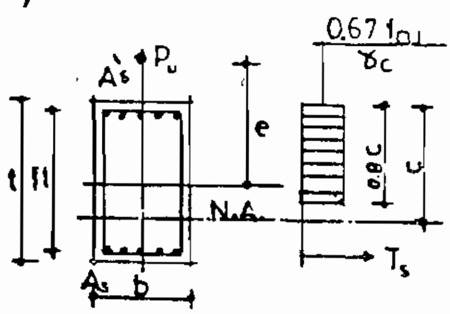
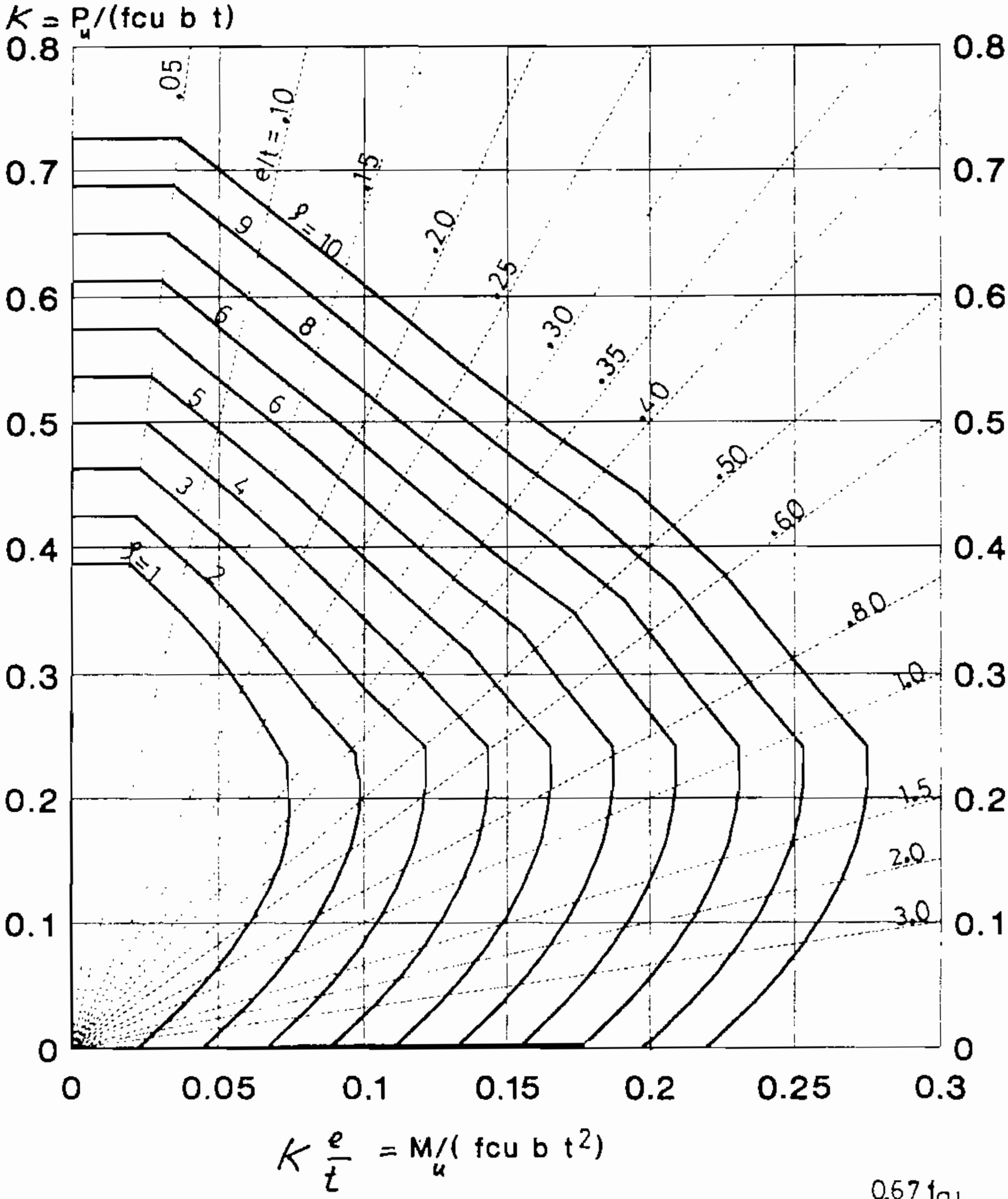


CHART 14

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

Fy=2800 kg/cm^2 ξ=.9 α=1.0



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A'_s = A_s = \mu\, b\, t$

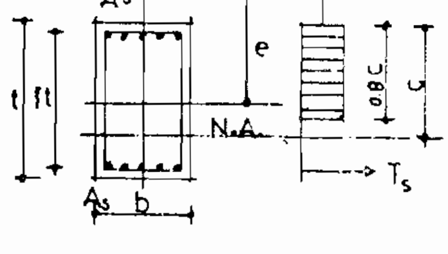
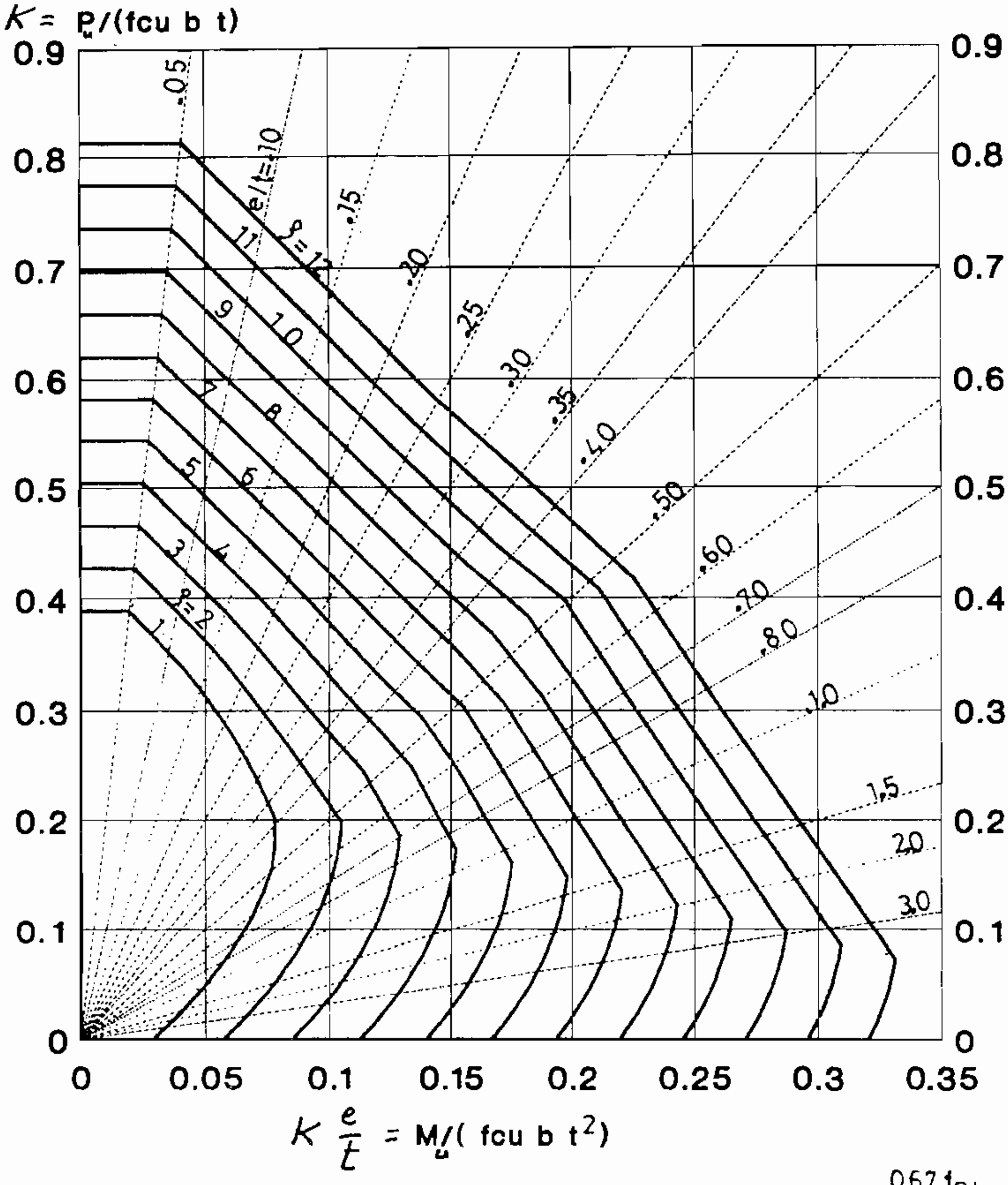


CHART 15

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=3600 kg/cm^2 ζ=.9 α=0.6



$\mu = \rho\, f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha A_s$

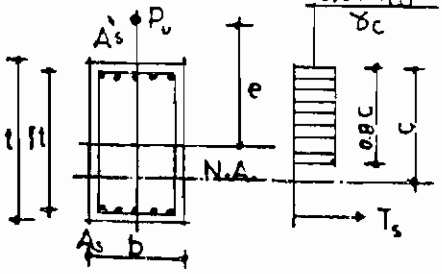
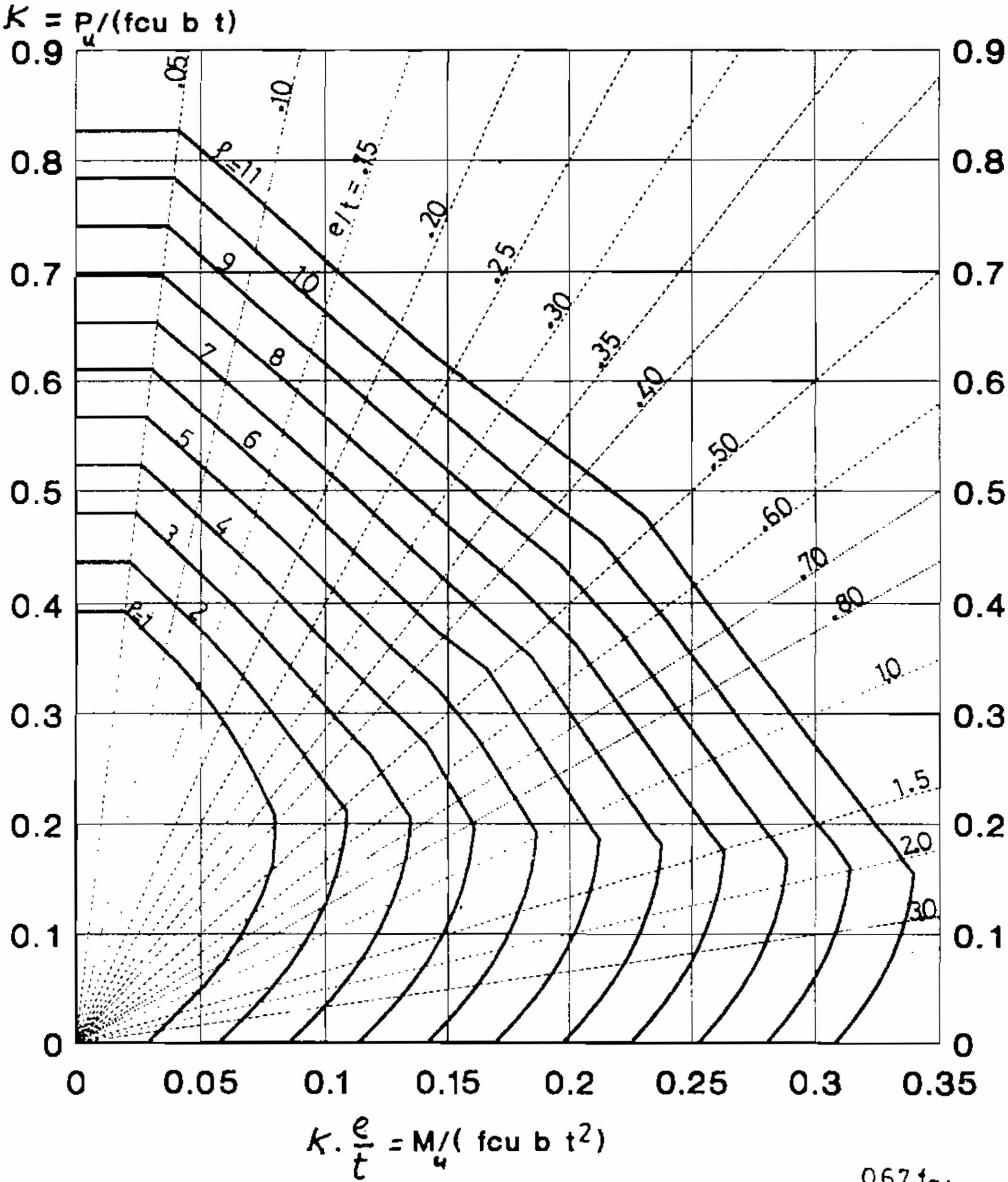


CHART 16

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=3600 kg/cm²   ξ=.9   α=0.8



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s' = \alpha\ A_s$

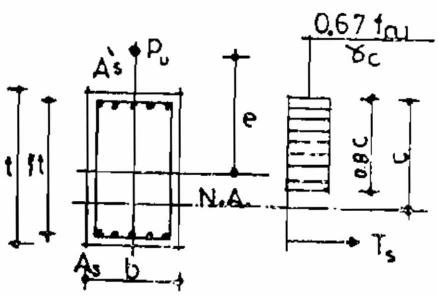
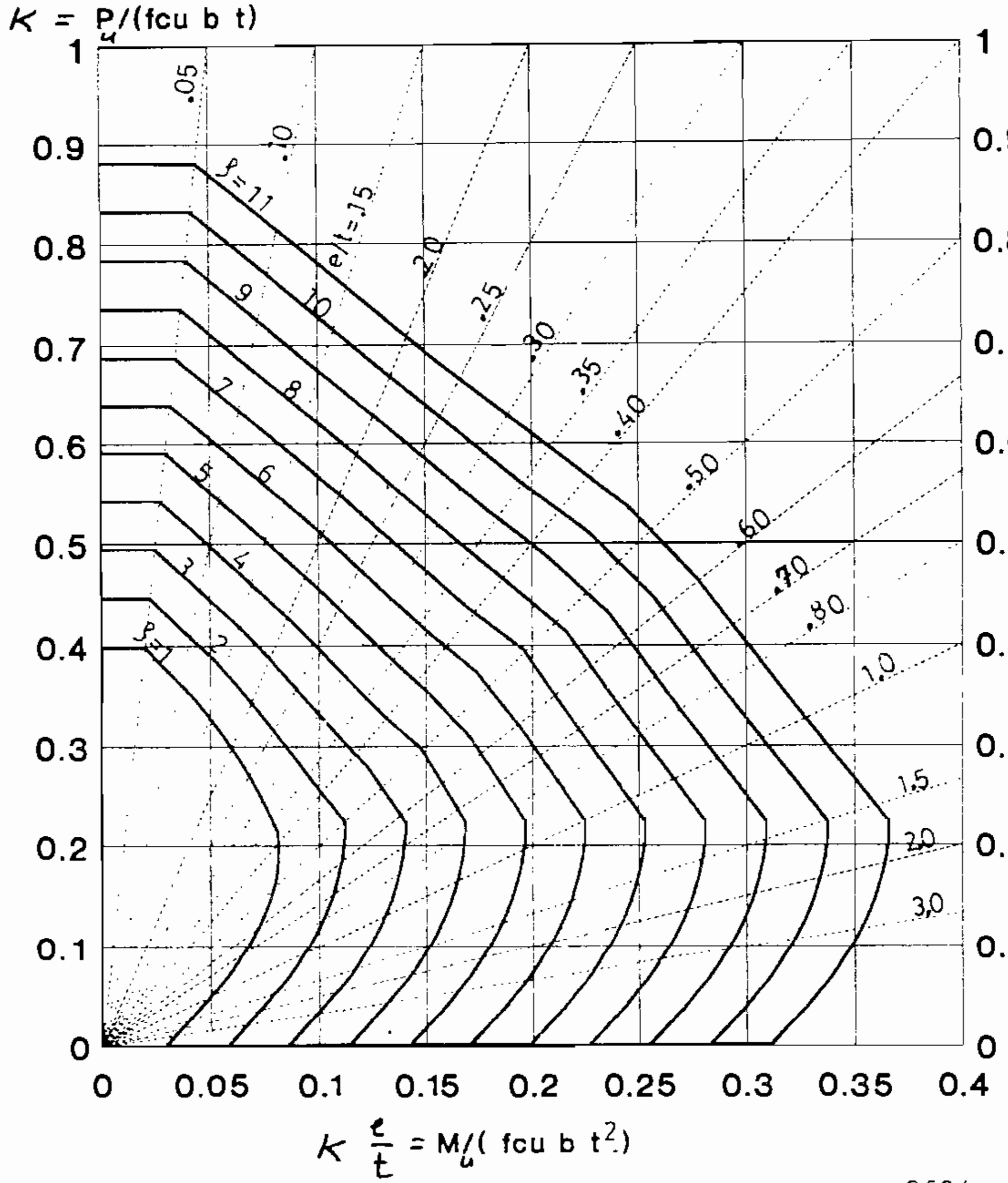


CHART 17

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

Fy=3600 kg/cm² ζ=.9 α=1.0



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A'_s = A_s = \mu \, b \, t$

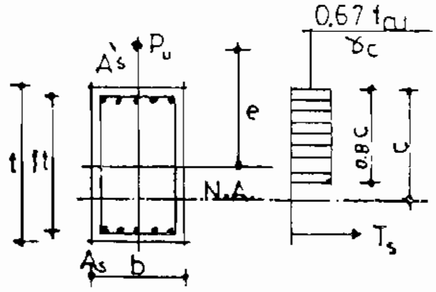
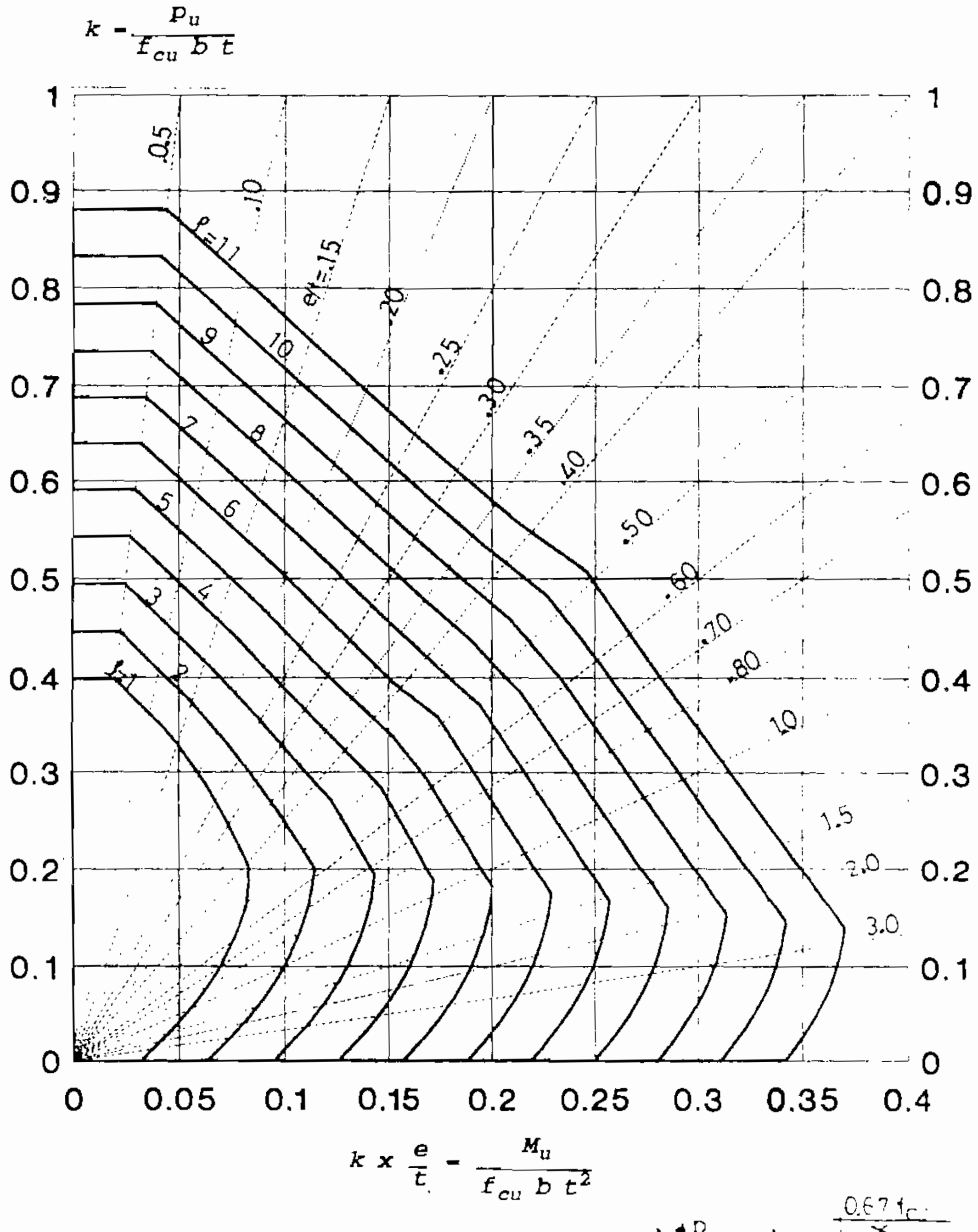


CHART 18

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=4000 kg/cm² ζ=.9 α=0.8



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s' = \alpha\ A_s$

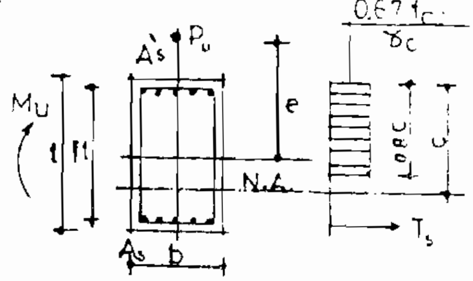
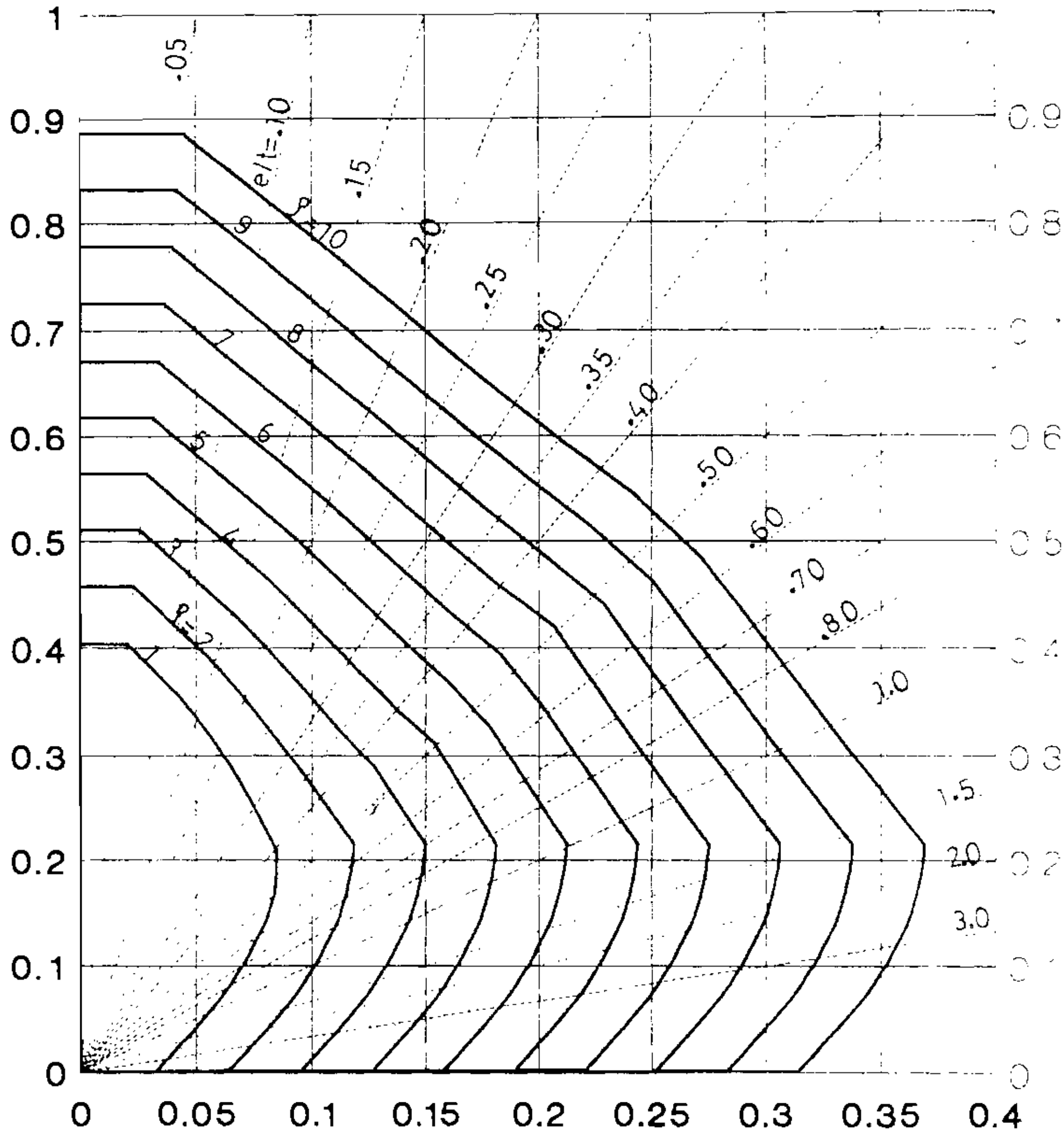


CHART 19

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

Fy=4000 kg/cm2 $\quad \xi = .9 \quad \alpha = 1.0$

$k = \frac{P_u}{f_{cu}\, b\, t}$



$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu}\, b\, t^2}$

$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

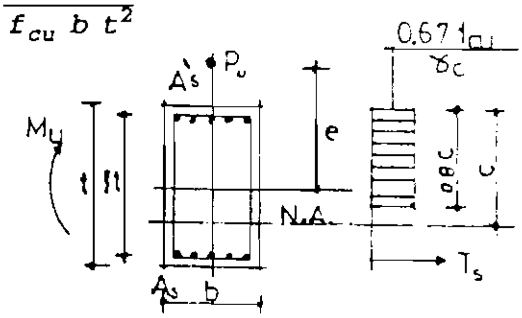
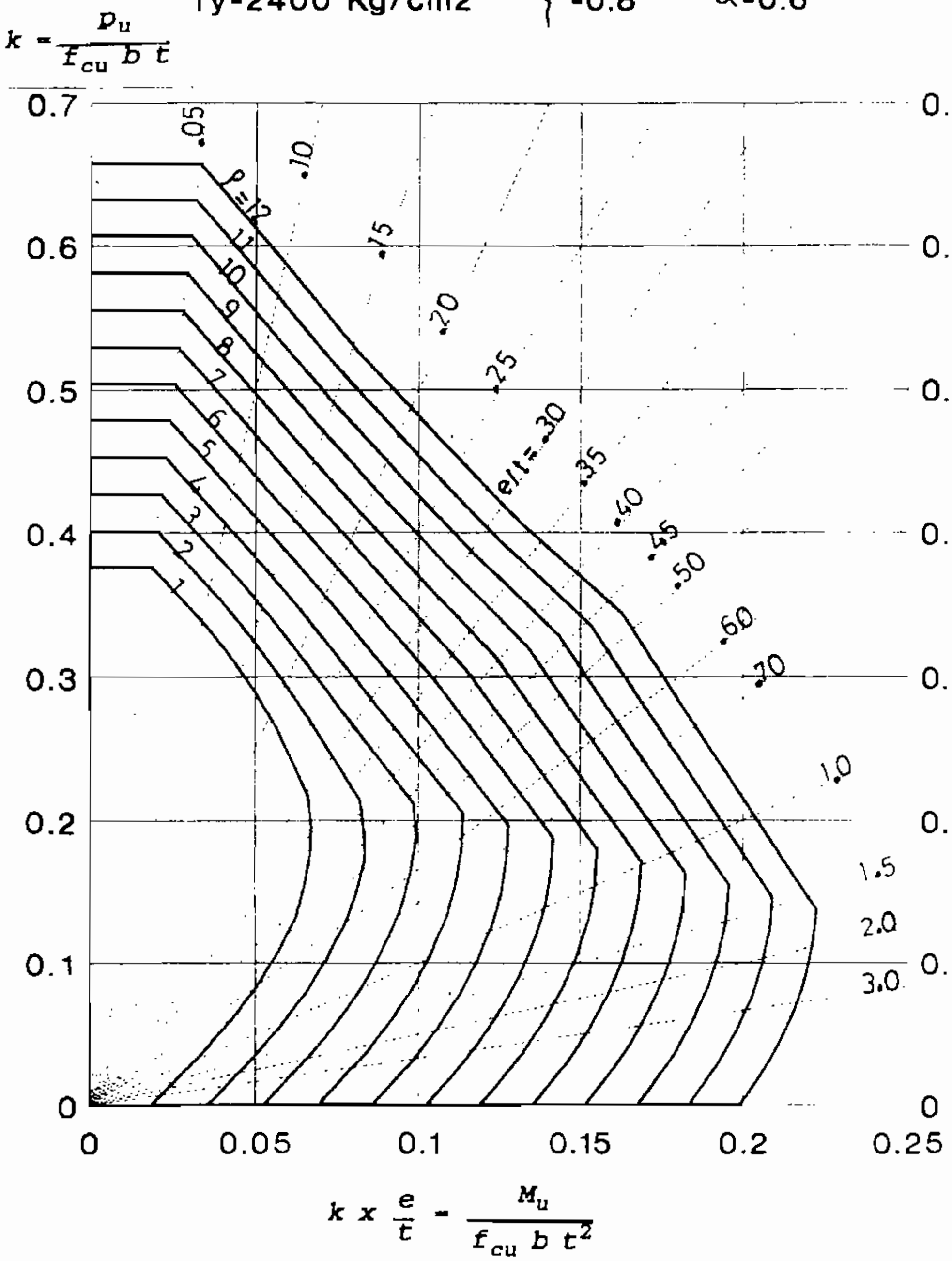


CHART 20

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=2400 Kg/cm2 ξ =0.8 α=0.6



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

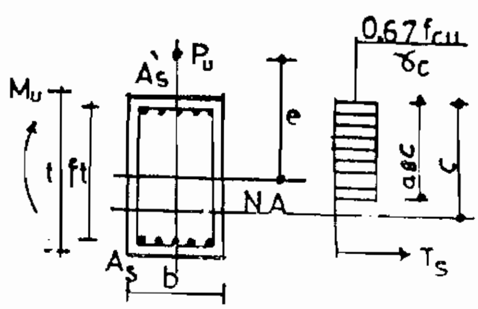
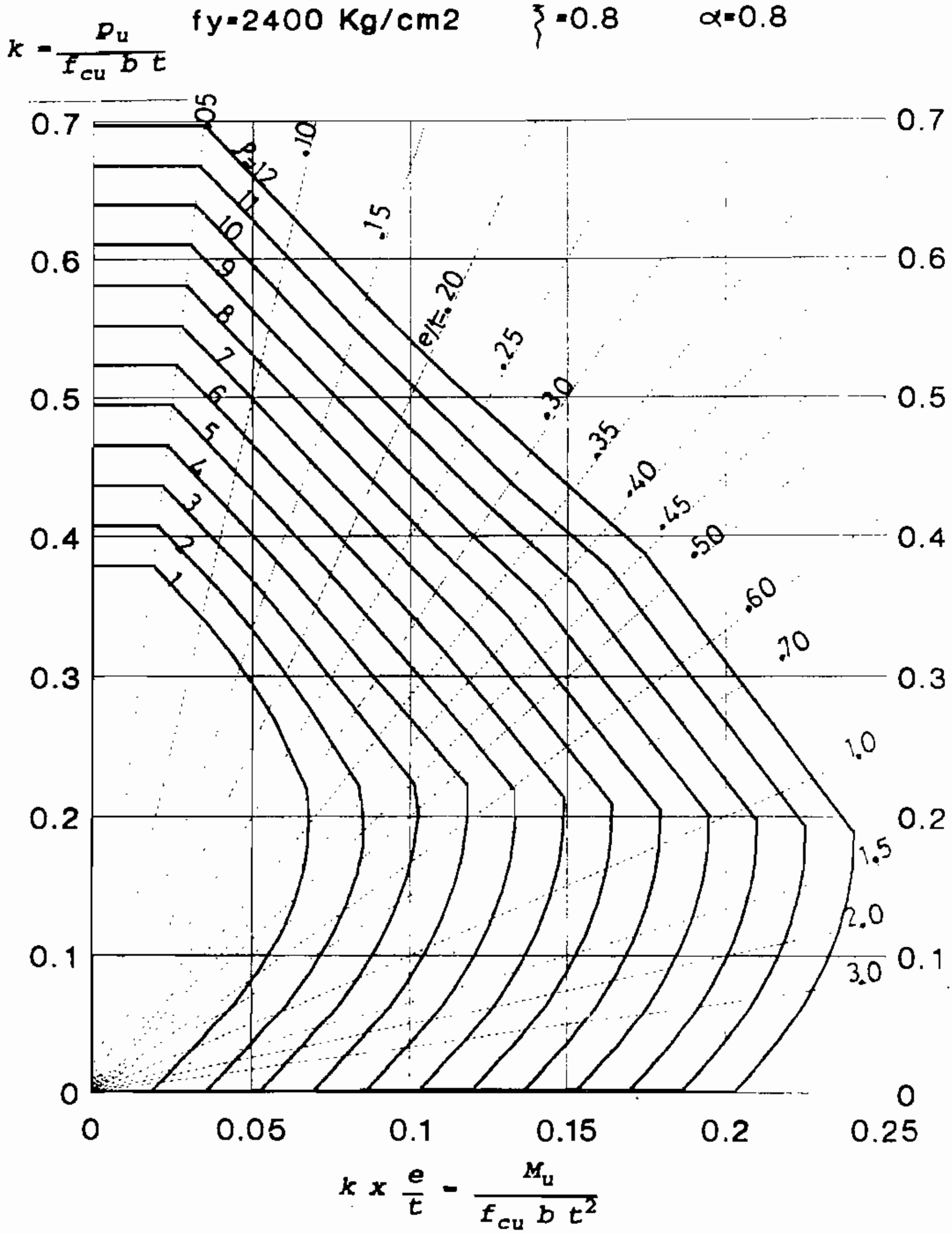


CHART 21

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force

fy=2400 Kg/cm2 ζ=0.8 α=0.8



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s^{/} = \alpha\ A_s$

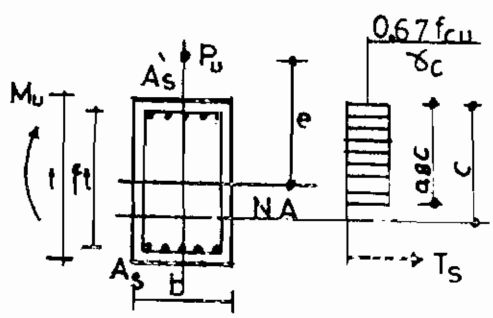
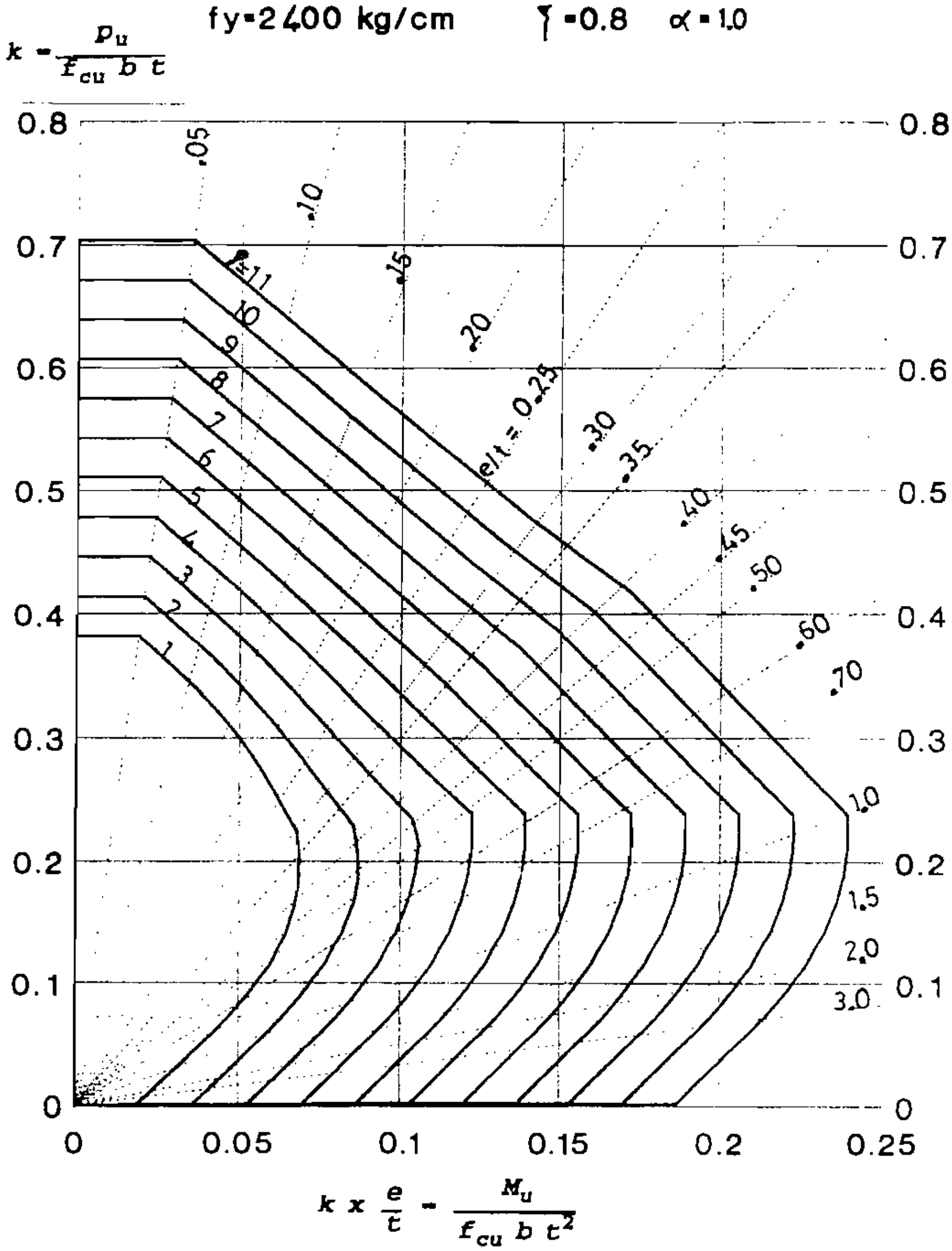


CHART 22

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=2400 kg/cm γ =0.8 α = 1.0



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

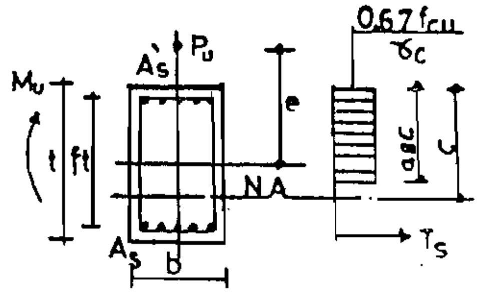
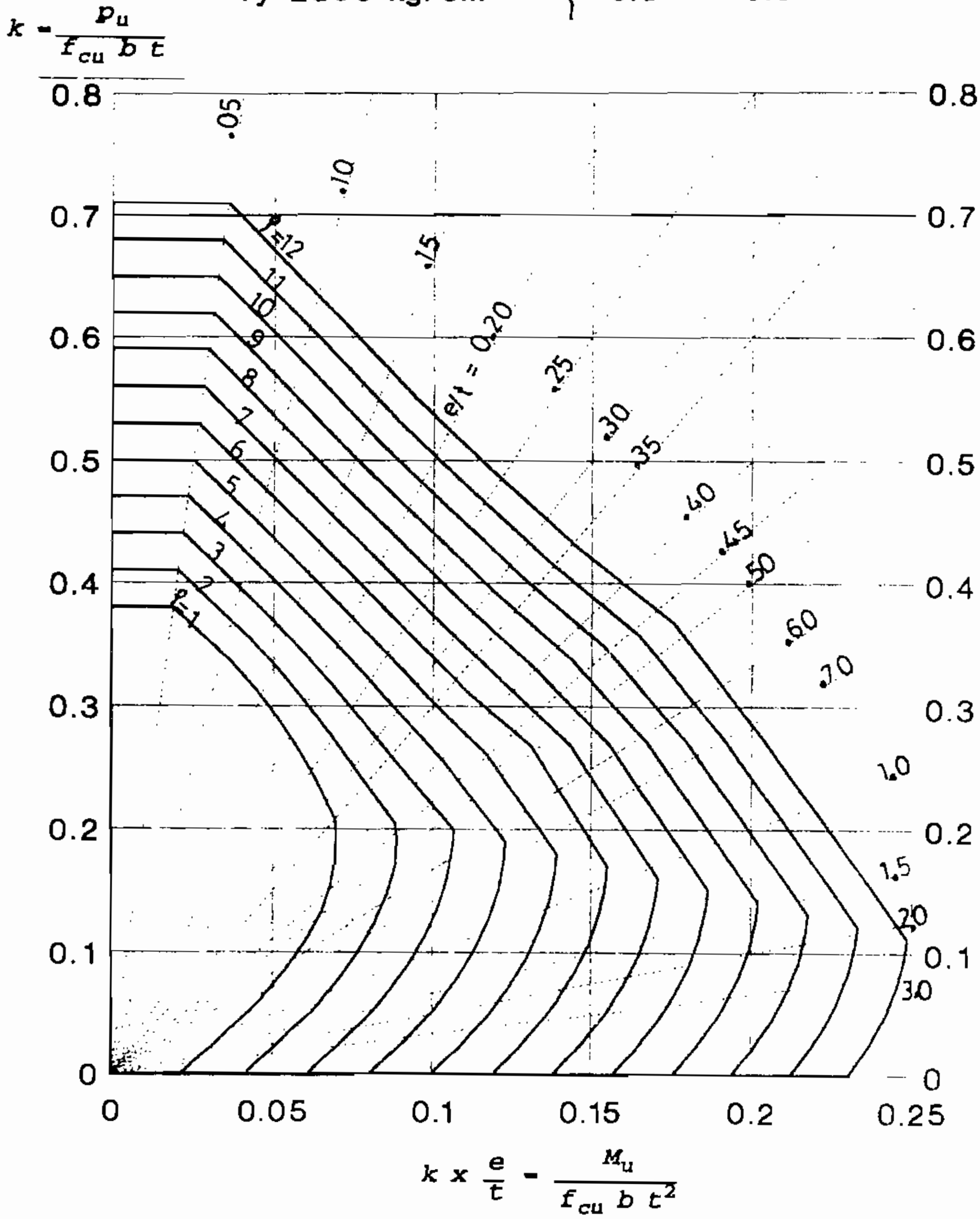


CHART 23

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

$f_y = 2800\ kg/cm^2 \quad \xi = 0.8 \quad \alpha = 0.6$



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s' = \alpha\ A_s$

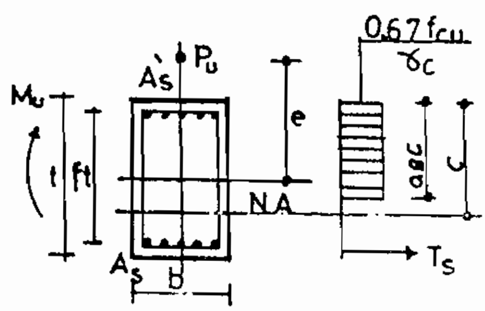
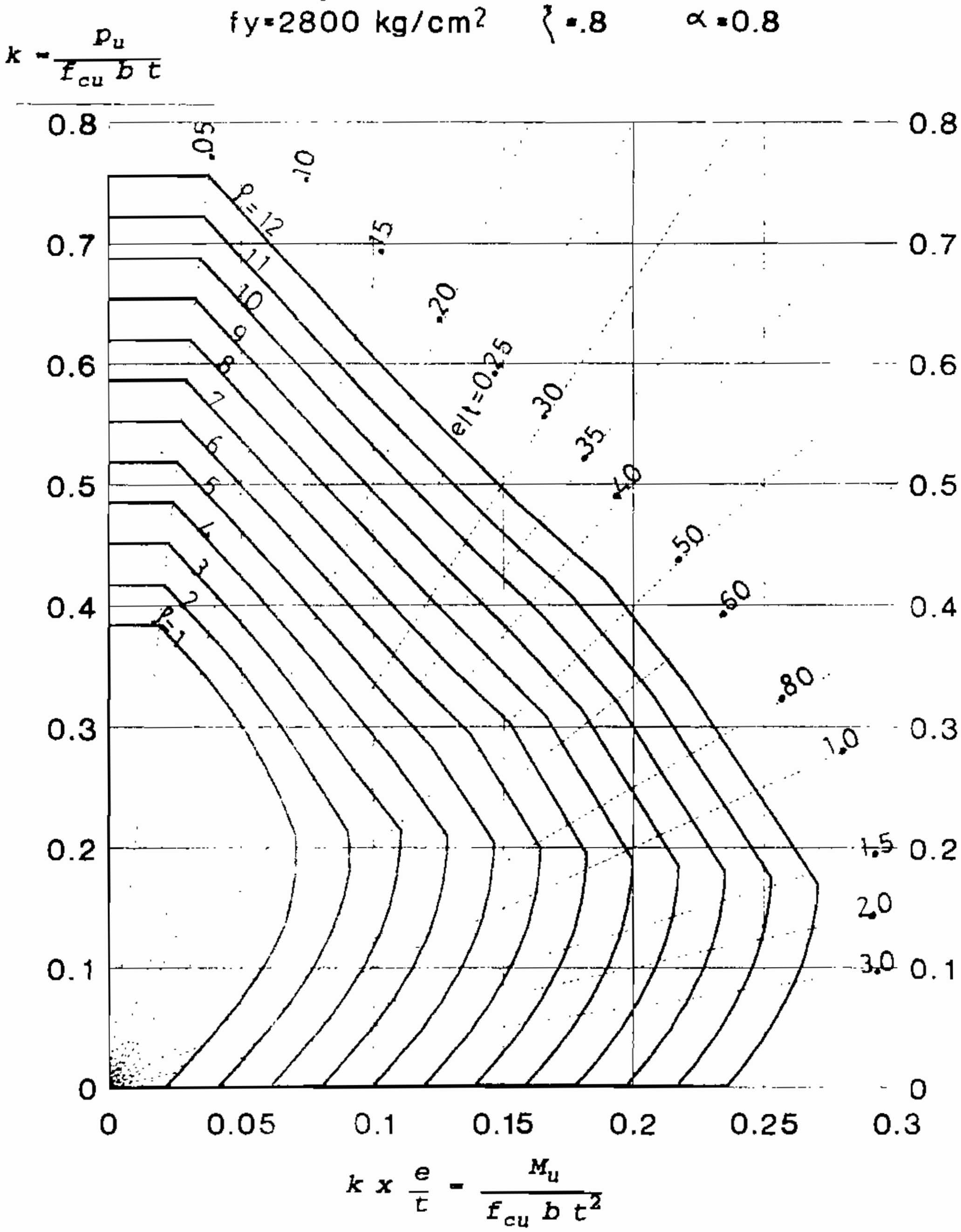


CHART 24

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force.
fy=2800 kg/cm^2 ζ=.8 α=0.8



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s^{/} = \alpha\ A_s$

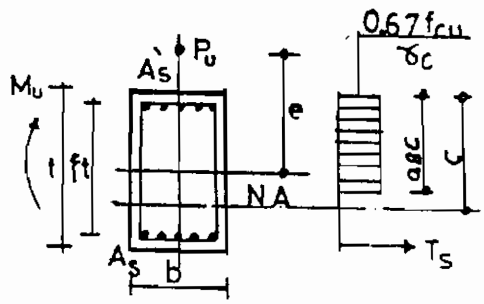
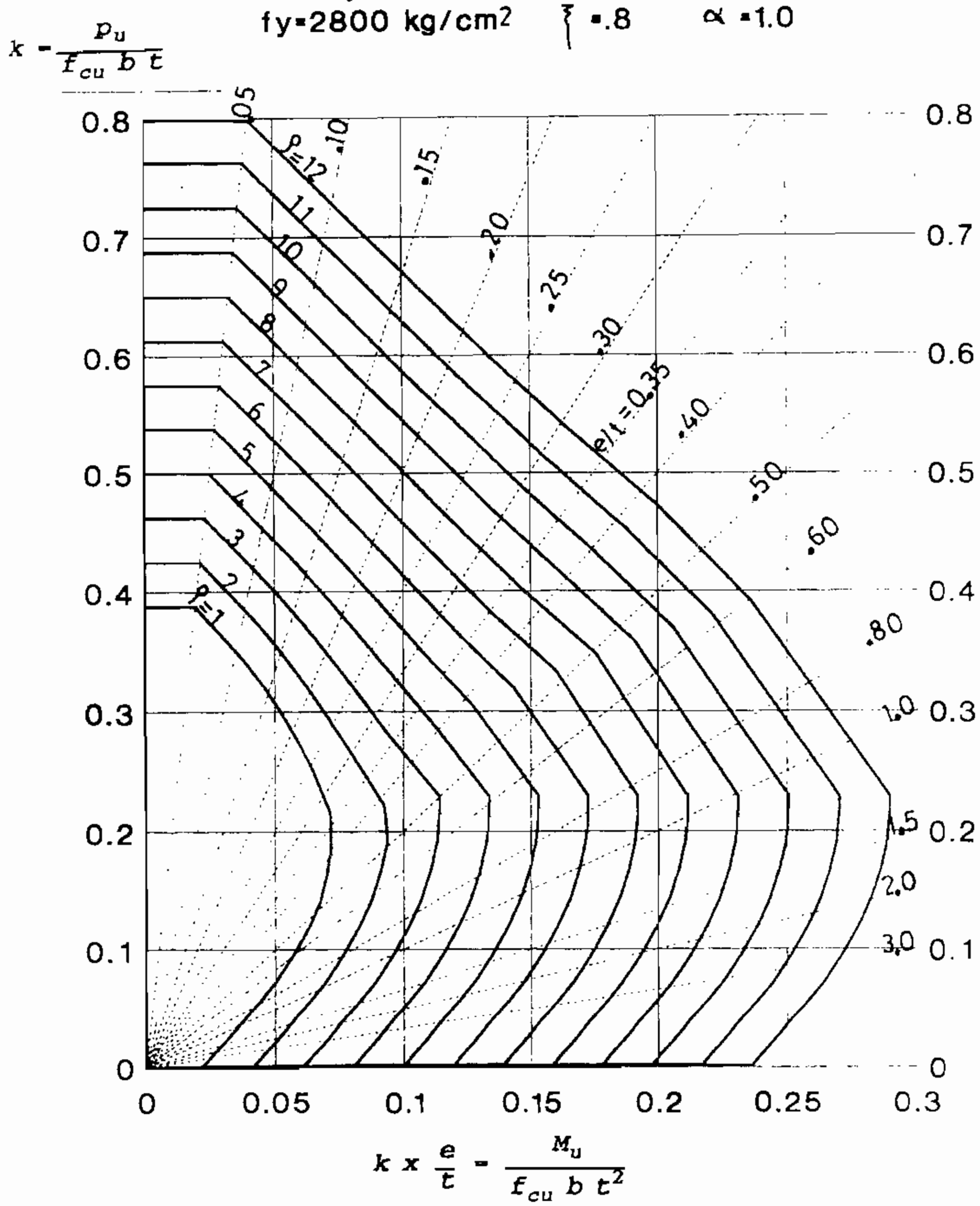


CHART 25

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force.

fy=2800 kg/cm2 ξ =.8 α =1.0



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

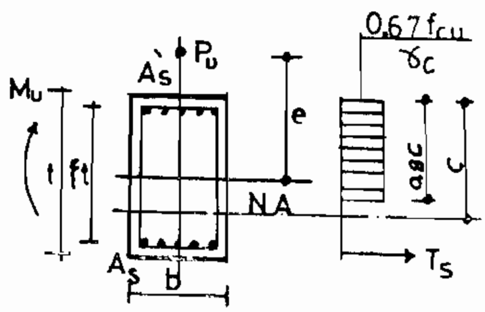
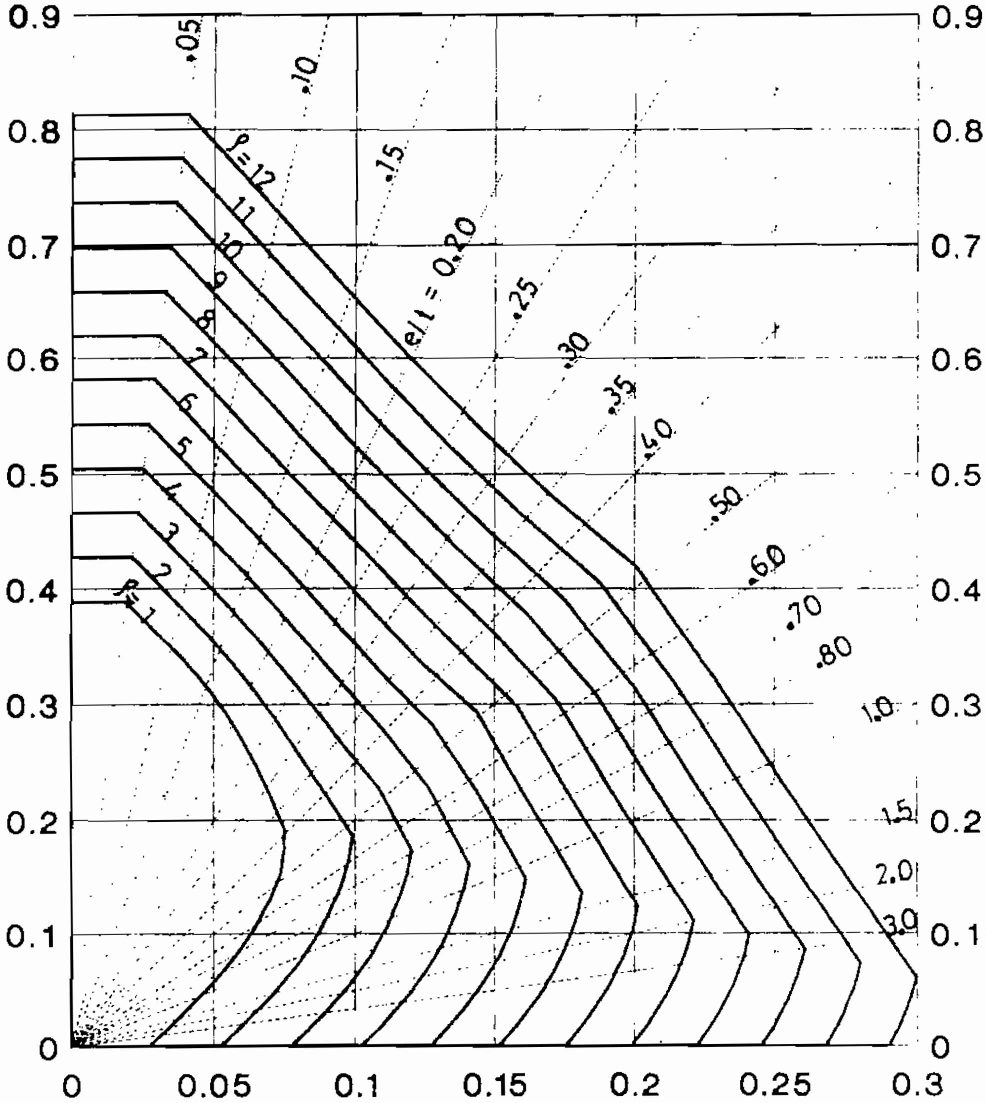


CHART 26

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy = 3600kg/cm ζ = 0.8 α = 0.6

$k = \frac{P_u}{f_{cu}\, b\, t}$



$k \times \frac{e}{t} = \frac{M_u}{f_{cu}\, b\, t^2}$

$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s^{/} = \alpha\, A_s$

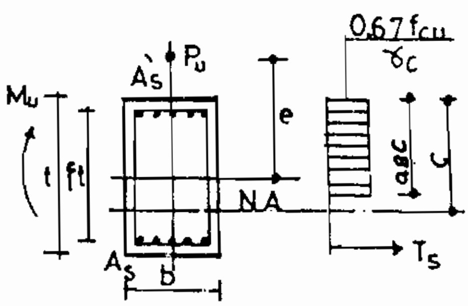
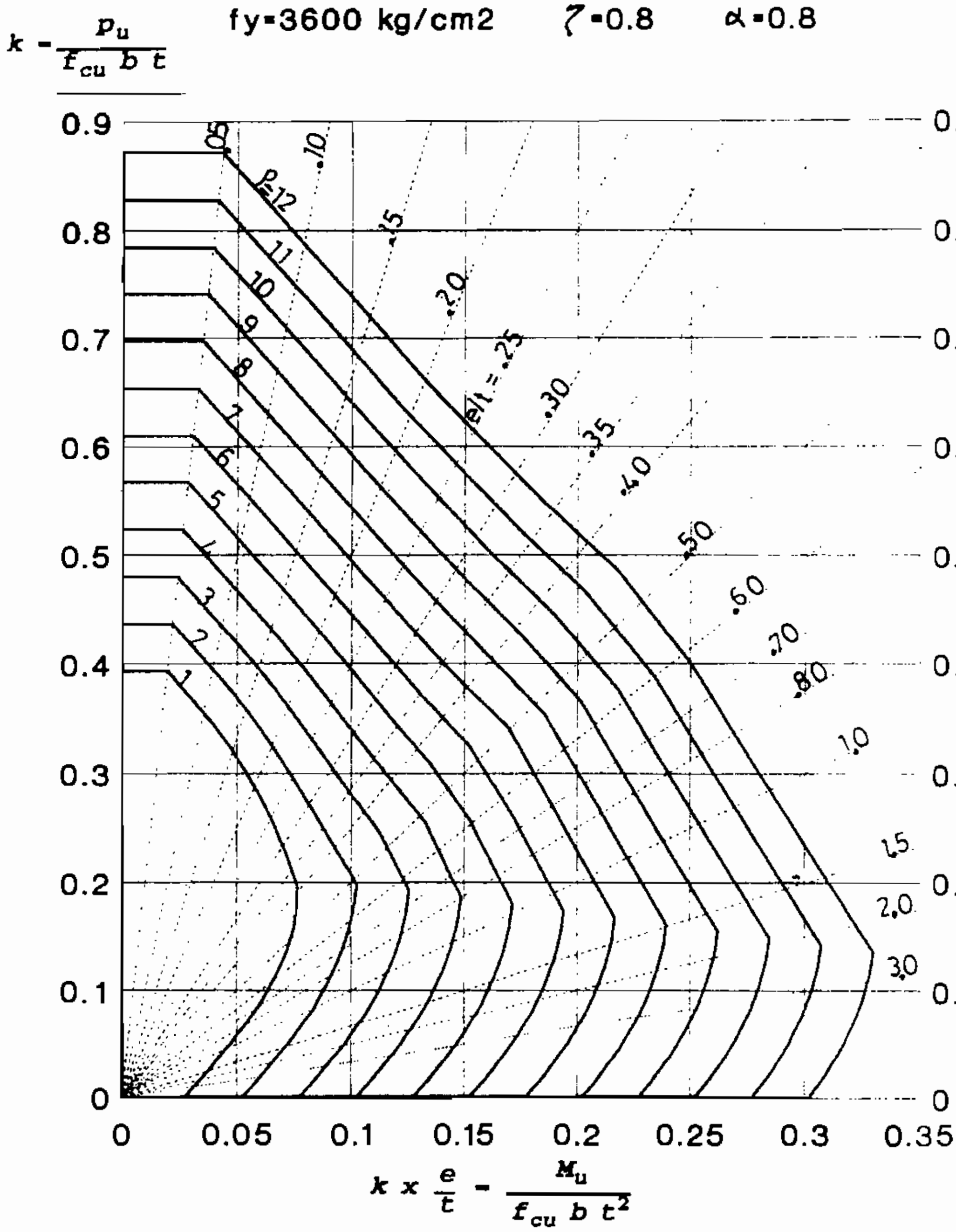


CHART 27

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force
fy=3600 kg/cm2 ζ=0.8 α=0.8



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, b \, t$

$A_s' = \alpha \, A_s$

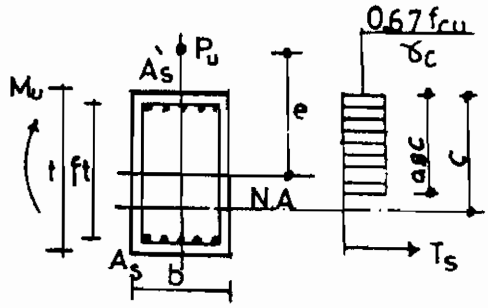
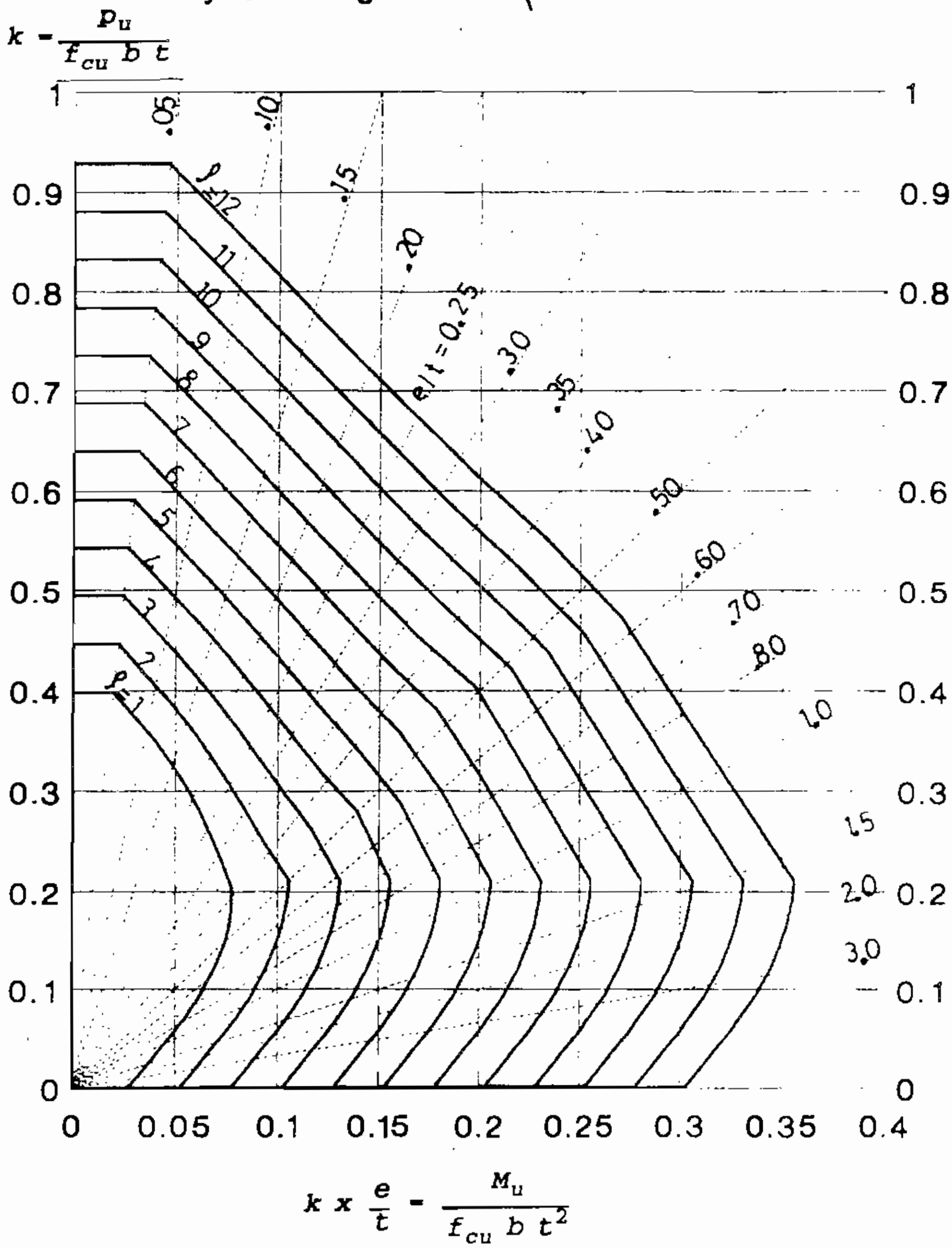


CHART 28

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force
fy=3600 kg/cm2 ζ =0.8 α =1.0



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s' = \alpha\, A_s$

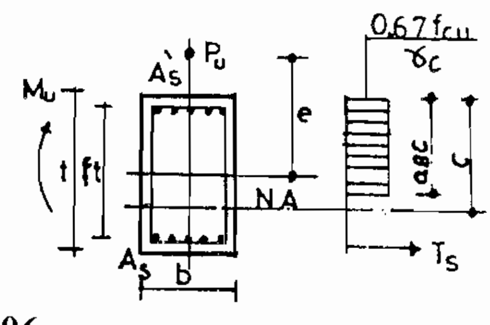
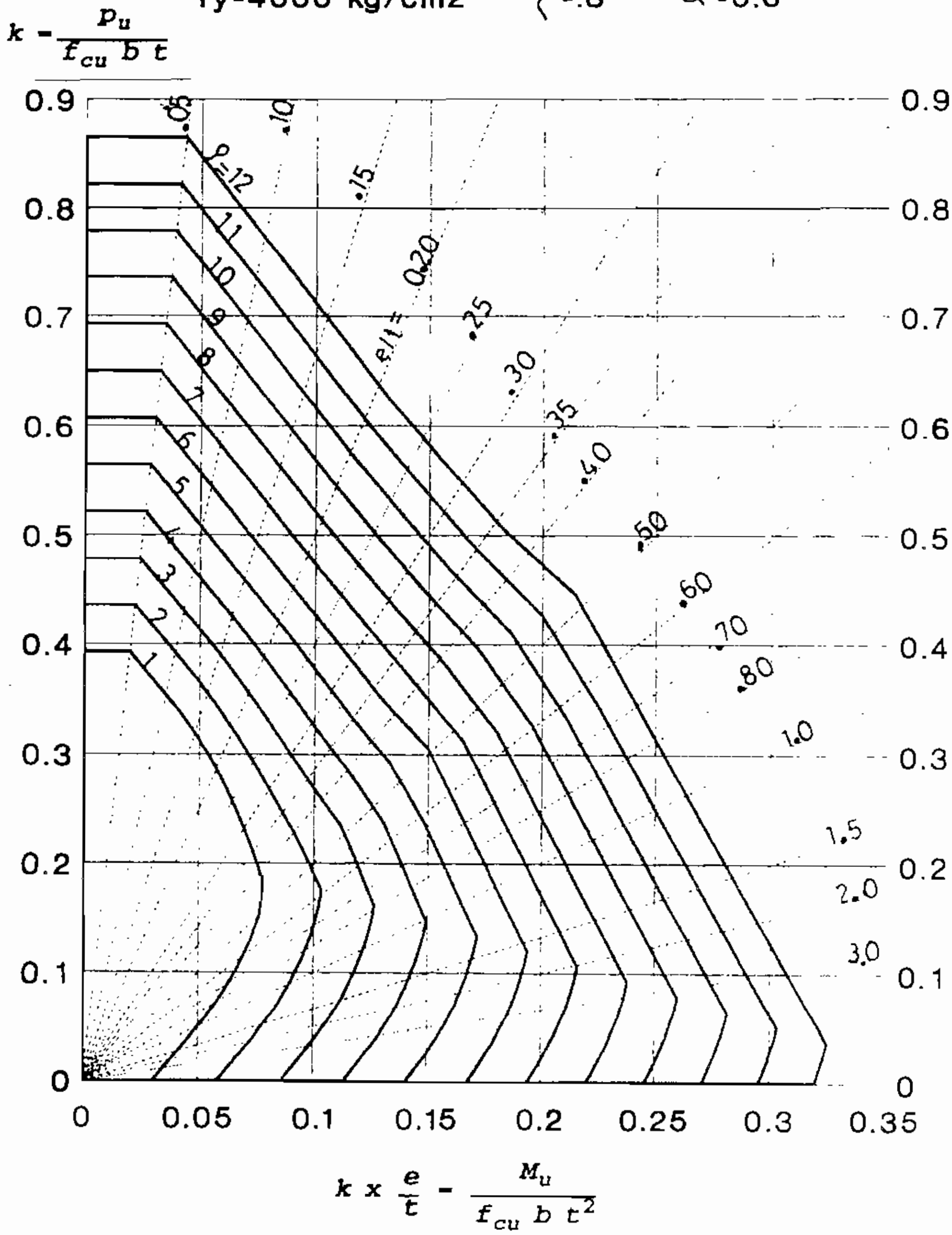


CHART 29

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=4000 kg/cm2 ζ =.8 α =0.6



$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = \mu\ b\ t$

$A_s' = \alpha\ A_s$

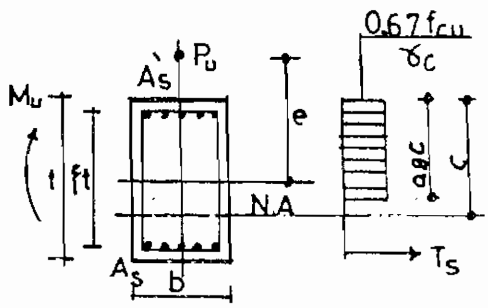
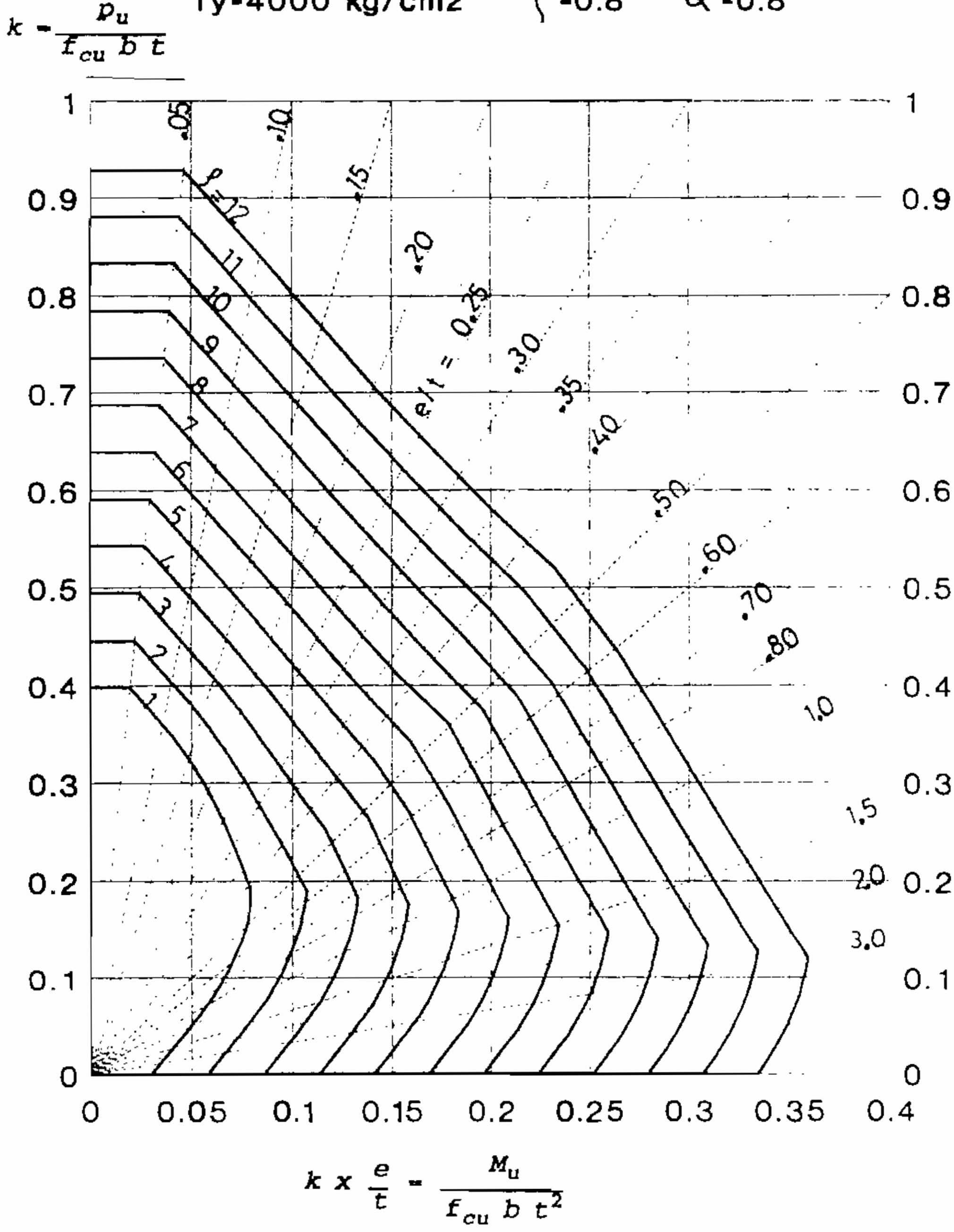


CHART 30

Ultimate Limit Design Chart For Sections Subjected To Eccentric Force

fy=4000 kg/cm2 ζ=0.8 α=0.8



$\mu = \rho \; f_{cu} \; 10^{-5}$

$A_s = \mu \; b \; t$

$A_s' = \alpha \; A_s$

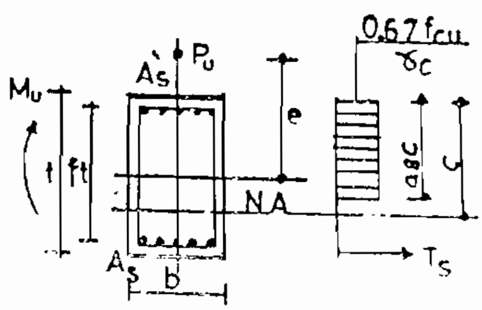
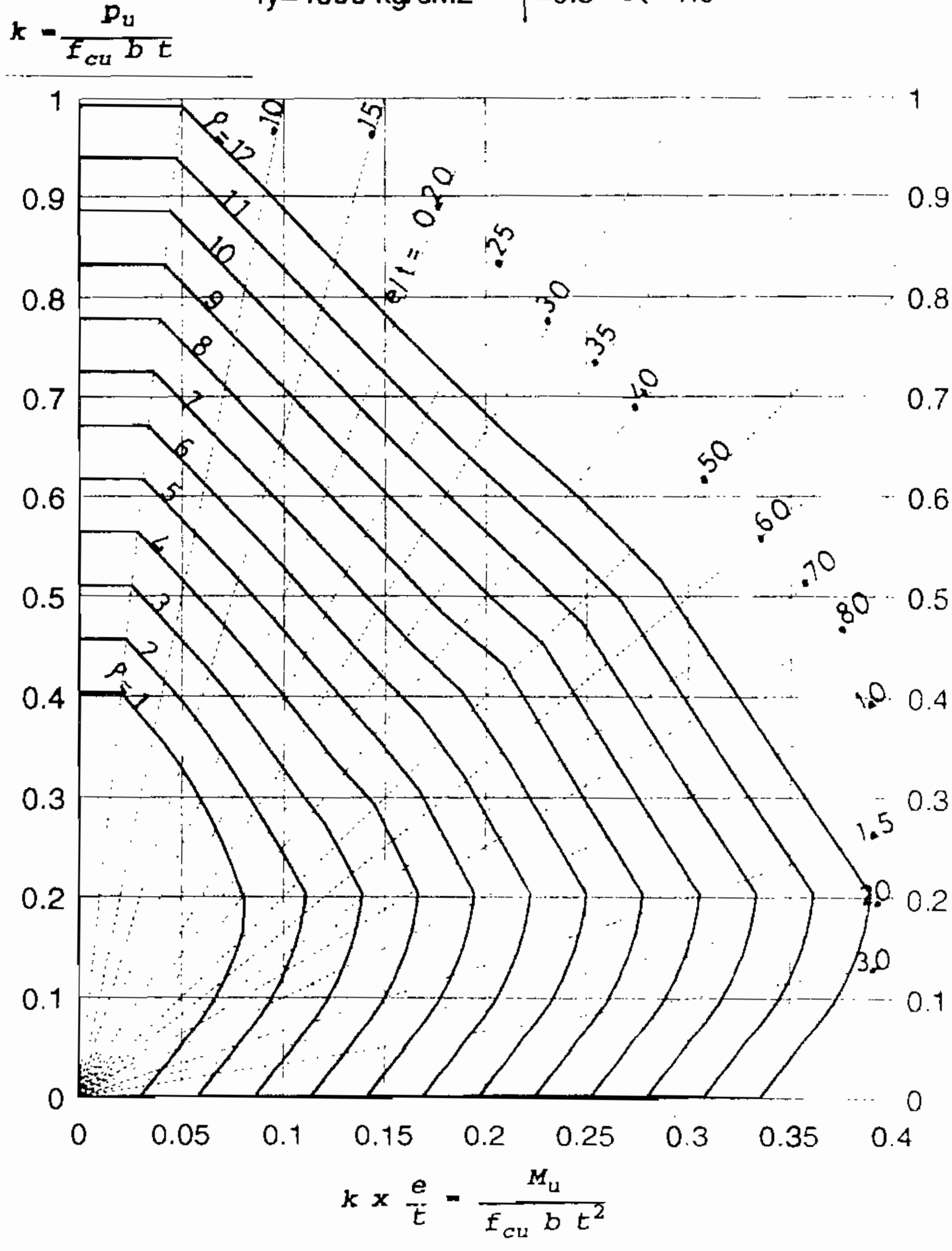


CHART 31

Ultimate Limit Design Chart For Sections
Subjected To Eccentric Force
fy=4000 kg/cm2 ξ=0.8 α=1.0



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = \mu\, b\, t$

$A_s^{/} = \alpha\, A_s$

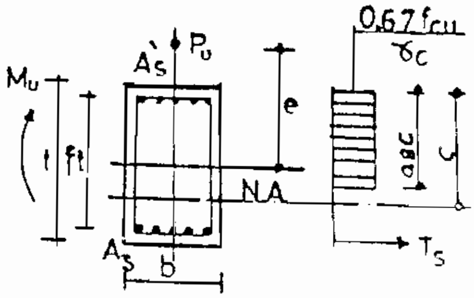
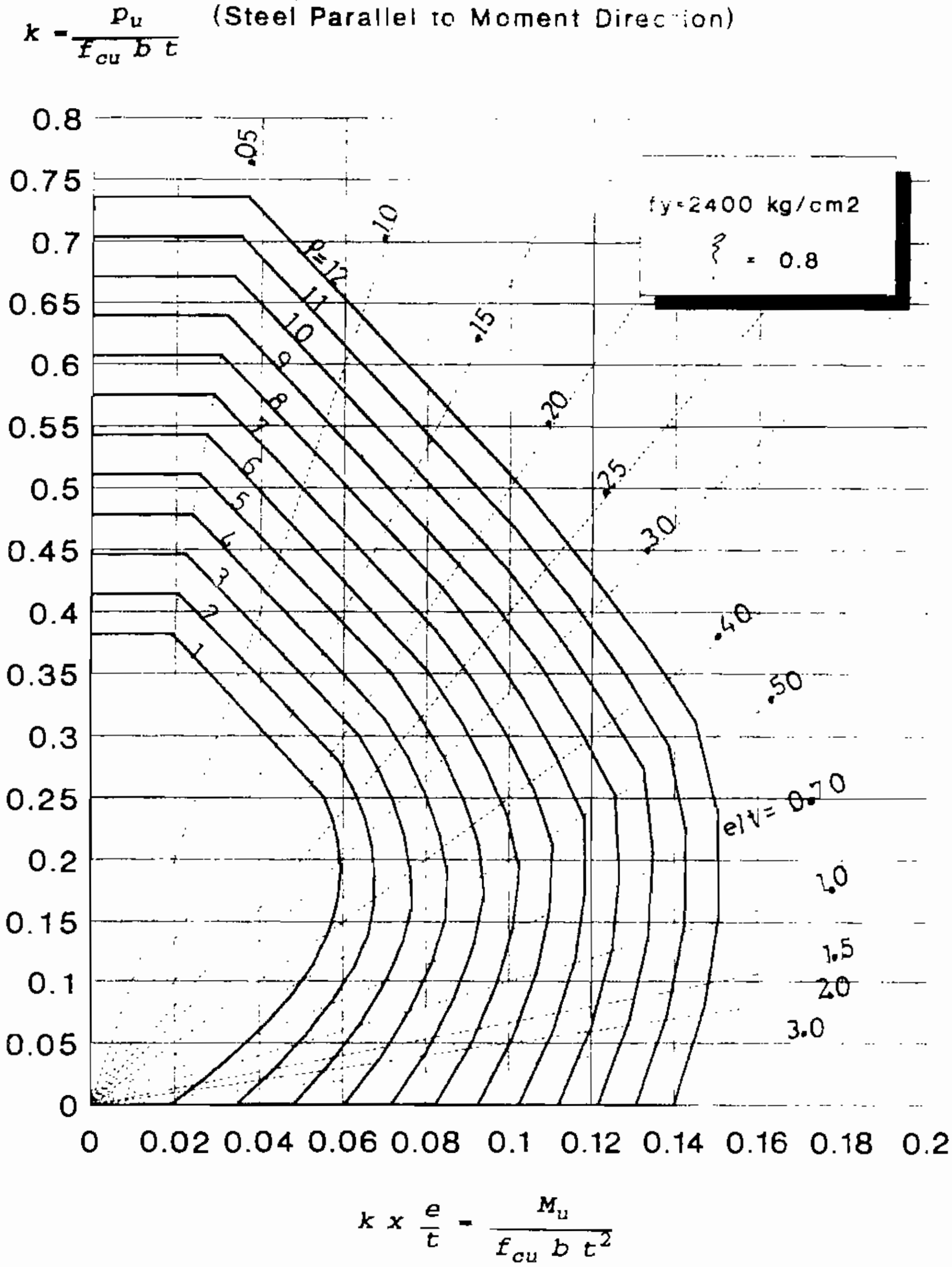
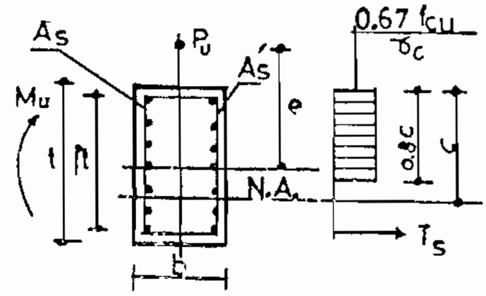


CHART 32

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Force
(Steel Parallel to Moment Direction)



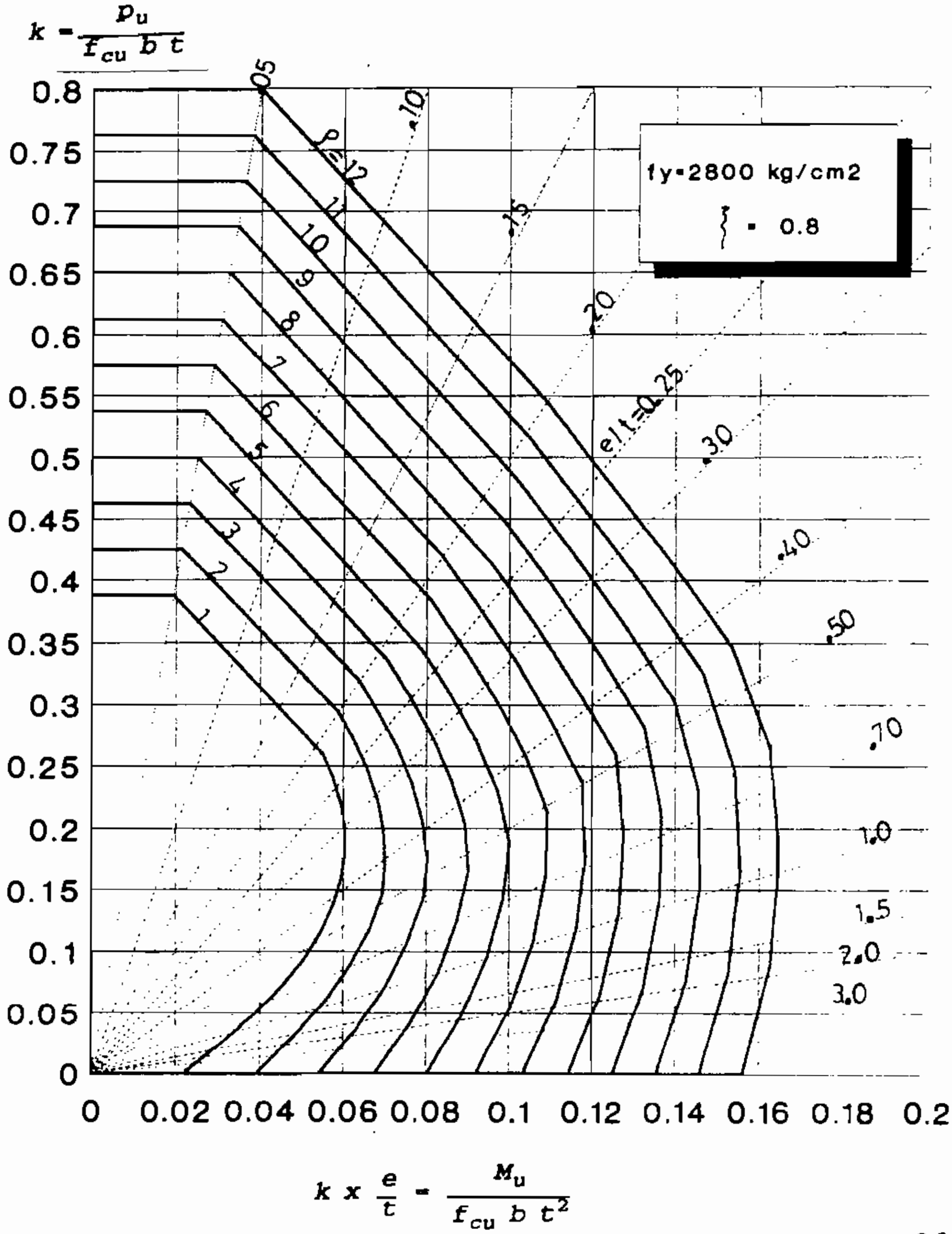


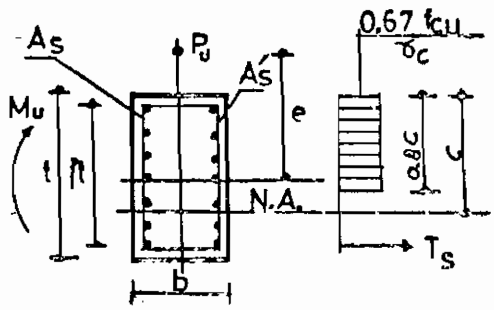
$\mu = \rho \; f_{cu} \; 10^{-5}$

$A_s = A_s' = \mu \; b \; t$

CHART 33

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Force
(Steel Parallel to Moment Direction)



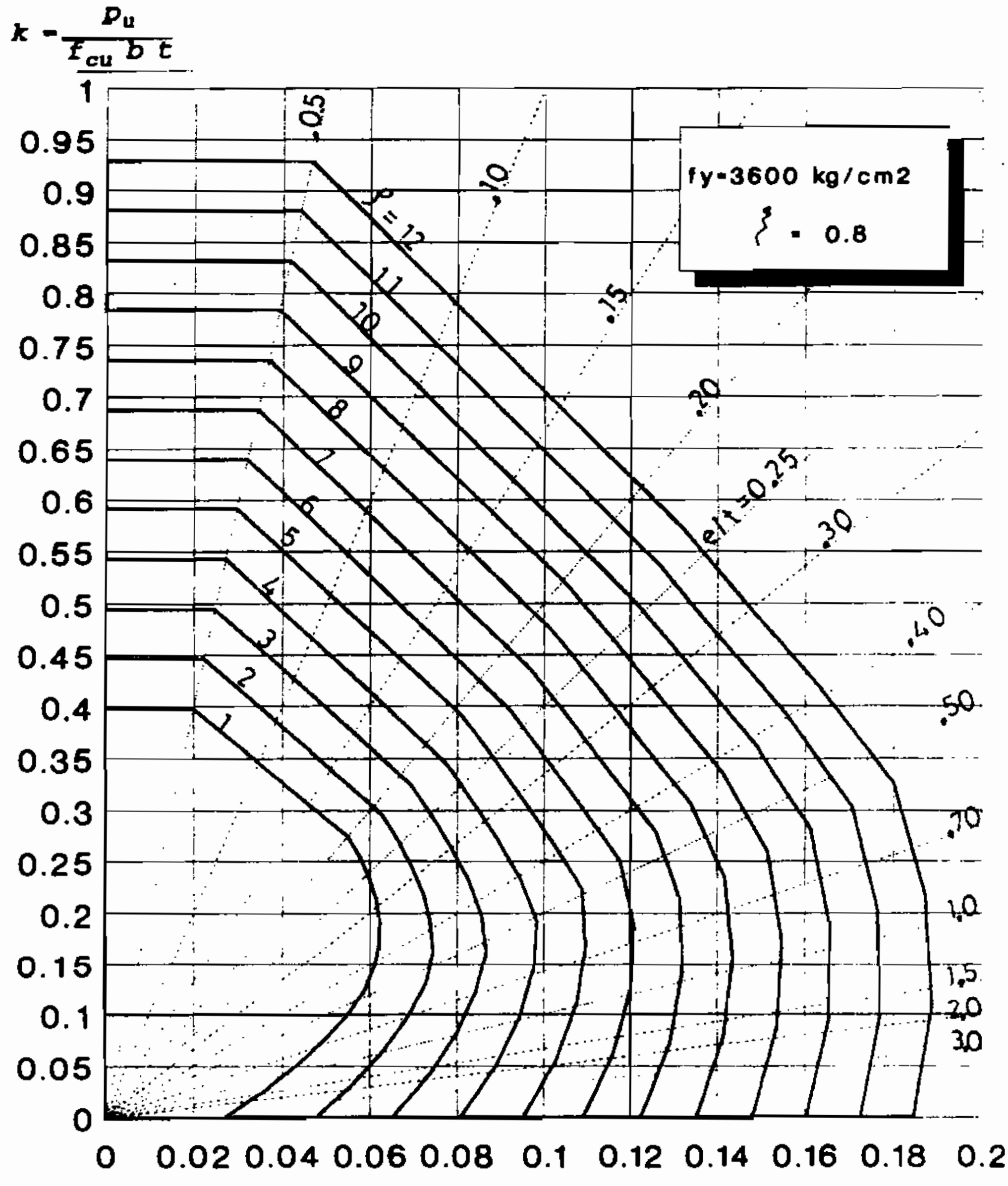


$\mu = \rho\ f_{cu}\ 10^{-5}$

$A_s = A_s' = \mu\ b\ t$

CHART 34

Ultimate Limit Design Chart for Sections Subjected to Eccentric Force
(Steel Parallel to Moment Direction)



$\mu = \rho\, f_{cu}\, 10^{-5}$

$A_s = A_s' = \mu\, b\, t$

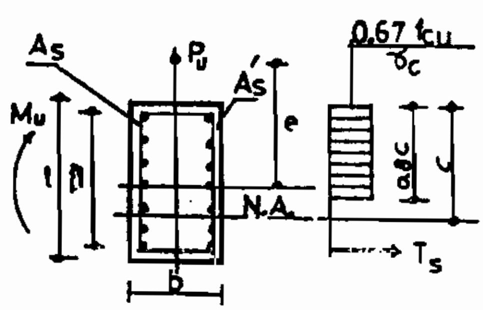
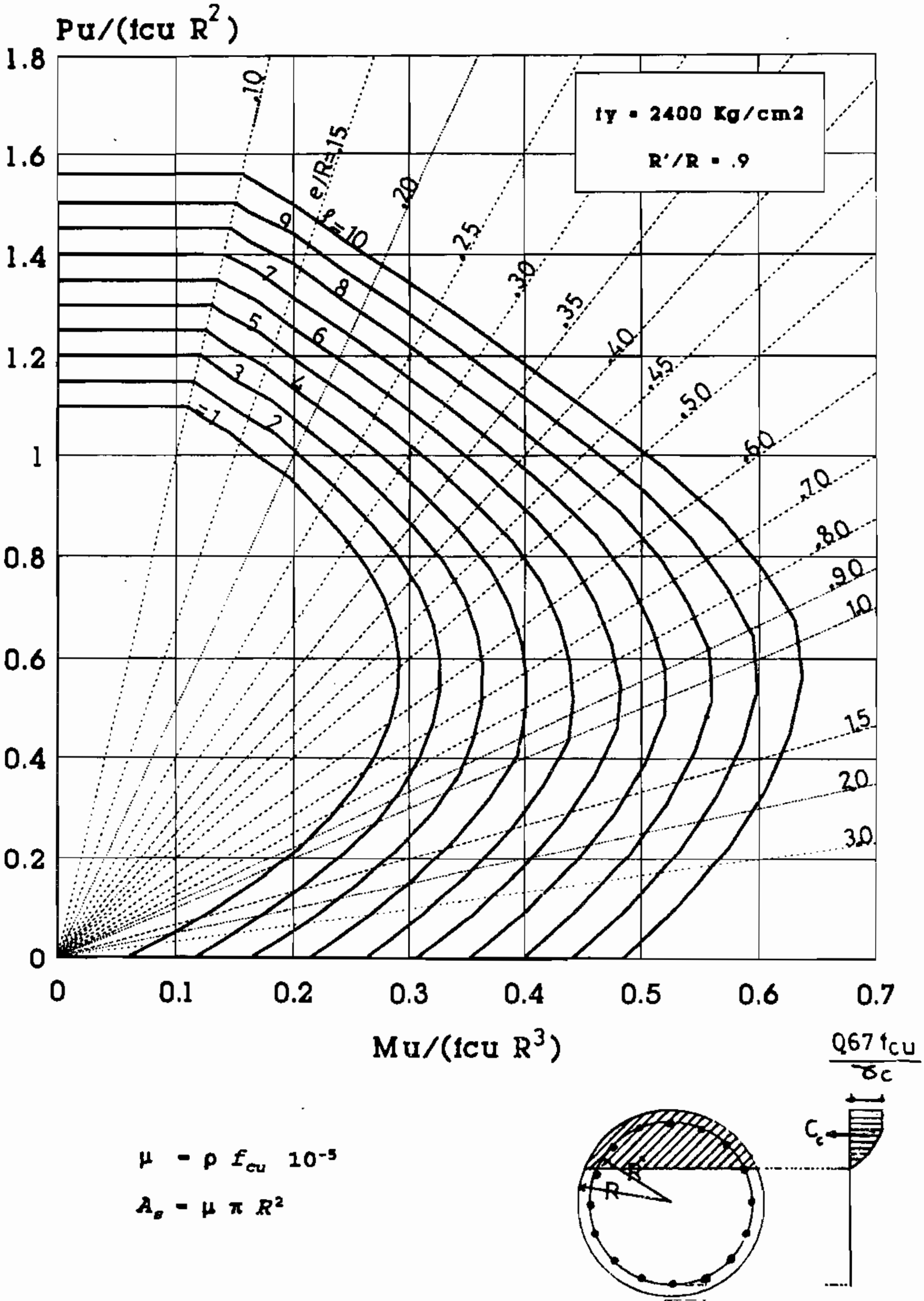


CHART 35

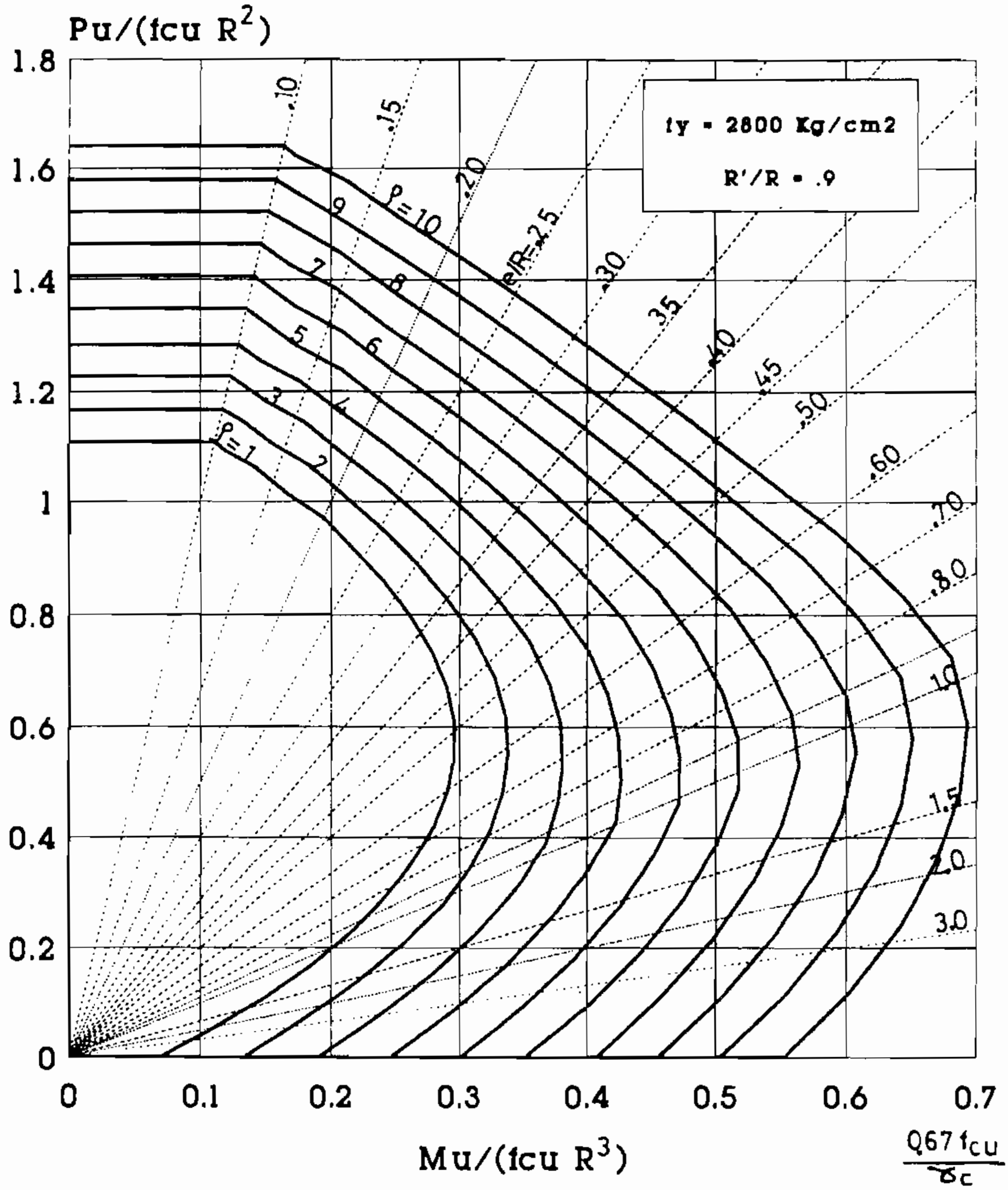
Interaction Diagrams For Circular Sections



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, \pi \, R^2$

CHART 36
Interaction Diagrams For Circular Sections



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, \pi \, R^2$

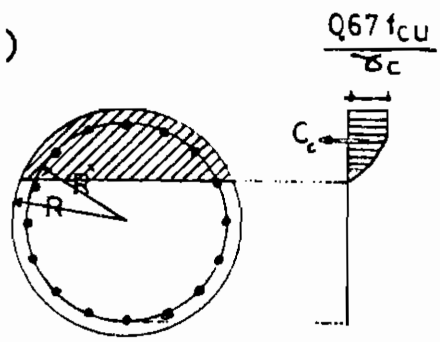
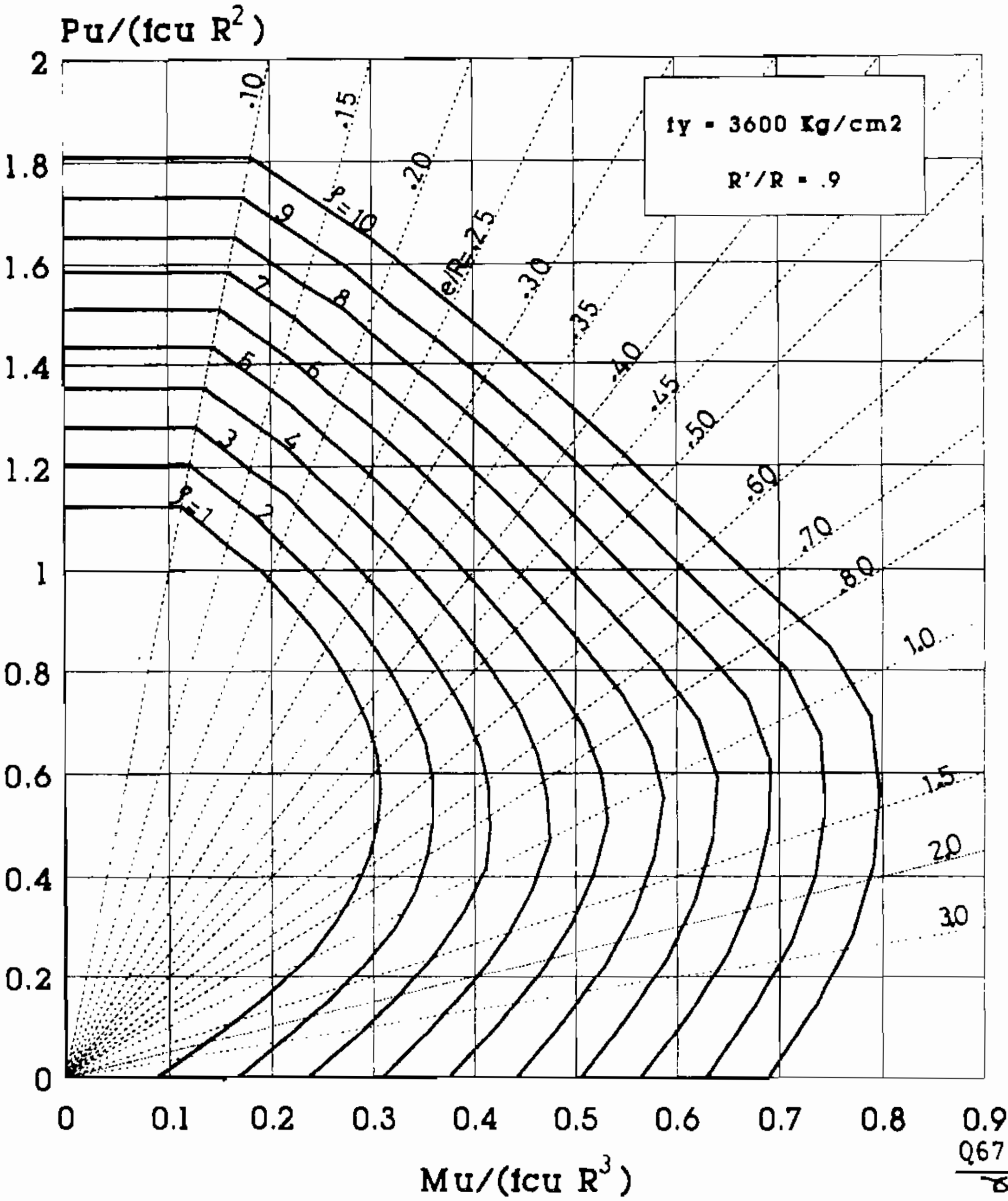
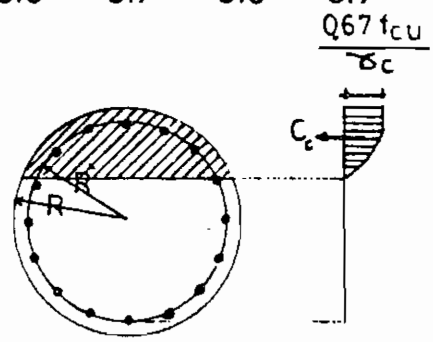


CHART 37

Interaction Diagrams For Circular Sections



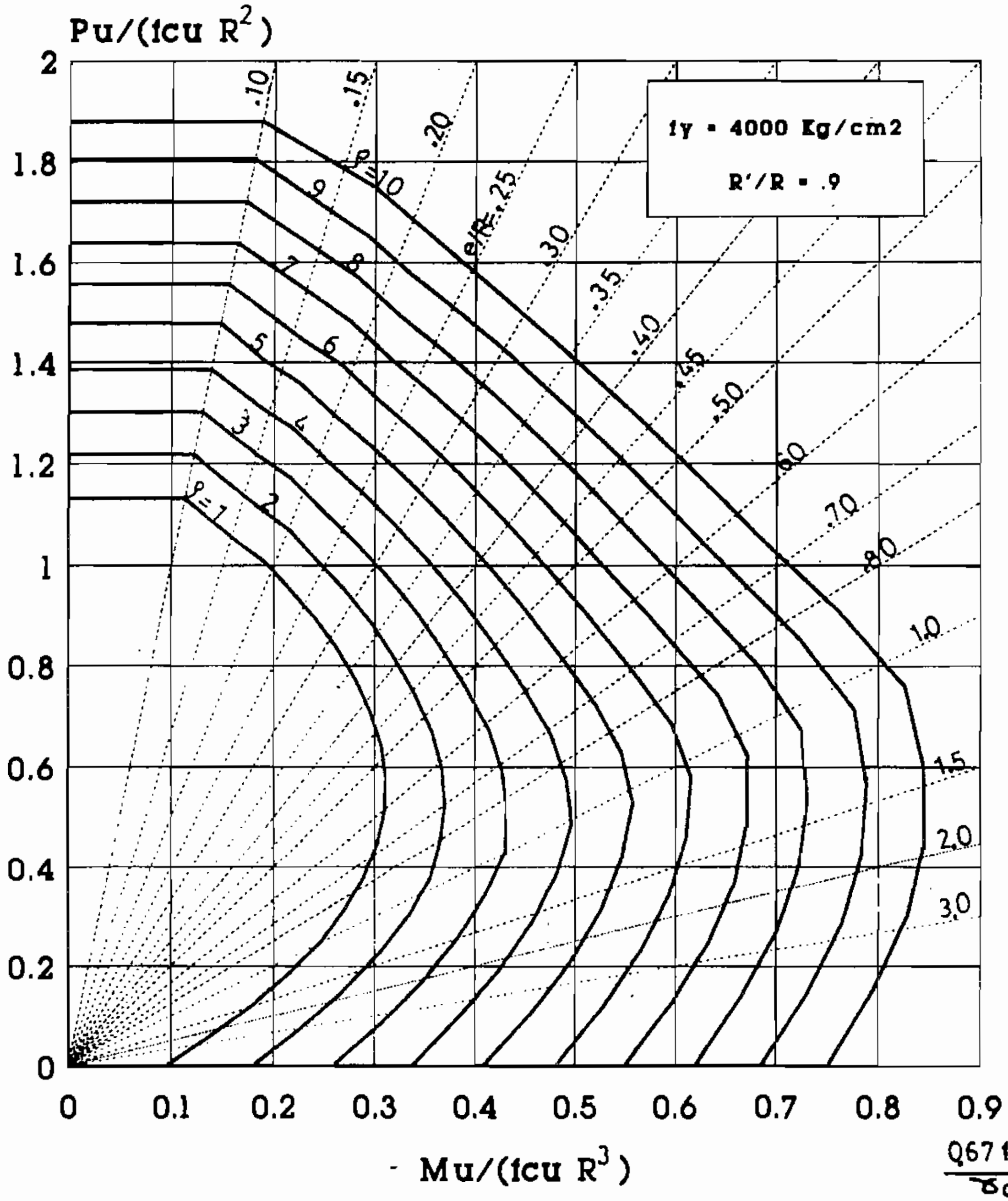


$\mu = \rho \, f_{cu} \; 10^{-5}$

$A_s = \mu \, \pi \, R^2$

CHART 38

Interaction Diagrams For Circular Sections



$\mu = \rho \, f_{cu} \, 10^{-5}$

$A_s = \mu \, \pi \, R^2$

